



Ana Carla Reis e Gonçalves Lopes Peres

Licenciada em Engenharia Civil

O Método dos Avanços Sucessivos, desde a Fase de Projeto à Construção da Ponte

Relatório nos Termos do Despacho 20/2010 para Obtenção
do Grau de Mestre por Licenciados “Pré-Bolonha”

Orientador: António Ramos, Prof. Doutor, FCT-UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Armando M. S. Nunes Antão, FCT-UNL

Arguentes: Prof^a. Carla Alexandra da Cruz Marchão, FCT-UNL

Vogal: Prof. Doutor António M. P. Ramos, FCT-UNL

Novembro, 2016



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Relatório nos termos do Despacho 20/2010 para Obtenção do Grau de Mestre por Licenciados “Pré-Bolonha”

Copyright © Ana Carla Reis e Gonçalves Lopes Peres, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Dedico esta dissertação à minha família,

Ao meu pai, por me ensinar a agradecer a luz do sol e a vida em cada dia,

À minha mãe, pela sua generosidade, determinação e perseverança,

Ao meu marido, por ser o amor da minha vida,

E aos meus filhos, por serem em tudo mais que eu.

AGRADECIMENTOS

À LCW Consult, S.A. pela autorização de utilização e divulgação dos elementos necessários à elaboração da presente dissertação. De uma forma muito especial ao Eng. Victor Dias Barata, por ser continuamente uma referência na minha vida, como tutor e líder de uma equipa de excelentes engenheiros, de elevado profissionalismo e carácter.

Aos meus colegas e sócios da empresa LCW Consult, S.A, por constituírem um grupo coeso e sempre empenhado em ultrapassar dificuldades e obstáculos com o desígnio de desenvolver de uma melhor engenharia, por todo o seu apoio e colaboração prestada.

Aos meus colegas do Sector de Estruturas, não só pela amizade, mas também pela partilha constante de conhecimentos e experiências que têm contribuído para a minha evolução numa área tão específica como esta.

À Autoestradas XXI pela autorização e divulgação de registos de obra e fotos do caso de estudo analisado.

Ao Professor António Ramos, meu orientador, pela sua disponibilidade, apoio e exigência na estruturação da dissertação.

Aos meus colegas que, nas empresas envolvidas no projeto Autoestrada Transmontana, integraram a equipa técnica e com quem tive o prazer de trabalhar, em particular aqueles cujos trabalhos desenvolvidos foram referenciados nesta dissertação e que assim contribuíram também para a sua realização.

Aos meus familiares e amigos, pelo apoio que me foram dando ao longo desta etapa e com quem fui partilhando alguns problemas.

Ao Carlos, por tudo o que representas na minha vida, pelo constante incentivo e apoio nas tomadas de decisão, mas principalmente pela tua compreensão.

Aos meus pais, por tudo o que me têm ensinado e proporcionado na vida, e por continuarem a ser o meu rumo e exemplo a seguir.

Resumo

No processo de conceção de uma ponte, a escolha do método construtivo a adotar deve ser considerado e racionalizado logo nas primeiras fases do projeto. É um dos aspetos que mais condiciona e influencia a globalidade do processo de conceção e dimensionamento da ponte, sendo que, essa decisão decorre de uma profunda análise de vários fatores condicionantes, nomeadamente: o custo, a facilidade de execução, a segurança, o tempo de construção e a capacidade técnica do empreiteiro.

A presente dissertação trata o caso da construção de pontes pelo método dos avanços sucessivos, com a execução de aduelas betonadas “in situ”, e, pretende reunir todos os dados e resultados obtidos, desde as fases de conceção e de desenvolvimento do projeto até à construção da obra.

Num processo construtivo, deste tipo, pela existência de diversos intervenientes envolvidos, torna-se muitas vezes difícil conseguir efetuar a recolha de toda a informação produzida e fazer a análise sobre os resultados obtidos, não se tornando assim possível, tirar daí as devidas conclusões, relativas às diferenças verificadas nas fases de projeto e obra e que por si revelam a evolução de todo o processo.

Para o caso específico da Ponte sobre o rio Tinhela, pretende-se fazer a apresentação do projeto de execução, do projeto de faseamento construtivo, e ainda, dos resultados obtidos em obra, efetuar a análise e estabelecer a comparação entre os valores de projeto e os verificados durante a construção.

Faz enfoque nos diversos modelos de cálculos utilizados, em cada uma das fases de desenvolvimento do projeto, função das necessidades e objetivos a atingir, quer em termos das solicitações atuantes, considerando os equipamentos construtivos disponíveis e adotados em obra, das capacidades resistentes dos materiais de construção utilizados e das metodologias e calendarização previstas no programa de trabalhos.

São analisados em pormenor os resultados obtidos no que diz respeito à anti-deformada e/ou plano de contraflechas para construção do tabuleiro da ponte e apresentam-se os registos obtidos em obra, tirando daí as devidas conclusões sobre as diferenças ocorridas.

Palavras-chave: ponte, avanços sucessivos, aduela, anti-deformada, contraflechas, materiais de construção.

Abstract

In a bridge process design, the choice of the construction method to be adopted in work, must be considered and streamlined in the early project phases. This is one of the main aspects that influences and determines the overall bridge design and that decision stems from a deep analysis of different conditions, namely: the cost and construction facilities, the security, the construction time and the contractor's technical capacity.

The present dissertation deals with bridges built by the cast "in situ" cantilever method and aims to gather and recover all the data and results obtained, since the initial conceptual phase and successive development project phases, until the final bridge construction.

In bridges built by the cantilever method, there are always various stakeholders and actors involved and it is often difficult to get and collect all the information produced and make its analysis through the different project phases, not becoming in that way possible, to draw the necessary conclusions regarding the differences obtained in work, from which and by themselves is revealed all the process evolution.

For the specific studied case, the Bridge over Tinhela River, this dissertation aims to make the bridge design presentation, in what concerns to the bridge conception, to the schedule construction plan, to the knowledge of the material capacities and to the equipment used in work. Also presents the deck camber results, performing in this way the analysis and comparison between the project results and the topographic survey obtained during the bridge construction.

It focuses over the several structural models developed taking into account the needs and goals to be achieved, both in terms of active requests, considering the available construction equipment and material capacities and also the schedule provided in the work plan.

In detail the results are analyzed for each identified construction phase with regarding to the deck camber results and presents the topographic survey obtained during the construction, getting the conclusions about the differences occurred in each stage.

Keywords: bridge, construction, cantilever method, camber, displacements, construction materials, equipment.

Conteúdo

INTRODUÇÃO	1
1. ENQUADRAMENTO	1
2. OBJECTIVOS.....	2
3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	3
A CONSTRUÇÃO DE PONTES POR AVANÇOS SUCESSIVOS.....	5
1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	5
2. PROCESSO CONSTRUTIVO.....	9
2.1. Generalidades.....	9
2.2. Campo de aplicação	11
2.3. Vantagens e desvantagens	11
3. BREVE VISÃO HISTÓRICA.....	11
A FASE DE PROJETO DE EXECUÇÃO	15
1. APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO.....	15
2. CONDICIONAMENTOS.....	15
2.1. Rodoviários.....	15
2.2. Geológico – geotécnicos.....	16
2.3. Hidráulicos.....	16
3. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO	16
4. PROCESSO CONSTRUTIVO.....	18
5. REGULAMENTAÇÃO.....	20
6. MATERIAIS	21
7. METODOLOGIAS DE ANÁLISE ESTRUTURAL.....	22
7.1. Análise longitudinal do tabuleiro	22
7.2. Análise transversal do tabuleiro	23
7.3. Análise dos pilares em fase construtiva	24
7.4. Outros modelos.....	24

8. CARACTERÍSTICAS DAS SECÇÕES.....	24
9. AÇÕES NA FASE CONSTRUTIVA	25
9.1. <i>Considerações Gerais</i>	25
9.2. <i>Pesos próprios</i>	26
9.3. <i>Restantes ações permanentes</i>	26
9.4. <i>Pré-esforço</i>	26
9.5. <i>Efeitos diferidos</i>	31
9.6. <i>Peso do cimbra</i>	32
9.7. <i>Combinações de ações</i>	32
10. RESULTADOS DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO.....	33
10.1. <i>Análise tensional do tabuleiro</i>	33
10.2. <i>Análise da aduela 0</i>	34
11. ANTI-DEFORMADA PARA A EXECUÇÃO DO TABULEIRO	36
12. SÍNTESE DO CAPÍTULO	40
MATERIAIS E EQUIPAMENTOS DE CONSTRUÇÃO	41
1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	41
2. MATERIAIS	42
2.1. <i>Betão</i>	42
2.2. <i>Aço de Armaduras Passivas</i>	46
2.3. <i>Aço de Armaduras de Pré-esforço</i>	46
3. EQUIPAMENTOS CONTRUTIVOS.....	47
3.1. <i>Carro de Avanços</i>	47
4. PROGRAMA DE TRABALHOS.....	49
4.1. <i>Calendarização</i>	49
5. SÍNTESE DO CAPÍTULO.....	51
O PROJECTO DE FASEAMENTO CONSTRUTIVO	53
1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	53
2. ANÁLISE ESTRUTURAL.....	53
3. PROGRAMA DE TRABALHOS.....	55
4. MATERIAIS	55
5. AÇÕES.....	55
5.1. <i>Peso Próprio</i>	55
5.2. <i>Peso do Cimbra</i>	56
5.3. <i>Pré-esforço</i>	56
5.4. <i>Efeitos Diferidos</i>	60
5.5. <i>Restantes Cargas Permanentes</i>	64

5.6. <i>Variação da Temperatura Ambiente de $\pm 10^{\circ}\text{C}$</i>	64
6. ANÁLISE TENSIONAL DO TABULEIRO	64
7. PLANO DE CONTRAFLECHAS OU ANTI-DEFORMADA.....	66
8. SÍNTESE DO CAPÍTULO.....	68
A FASE CONSTRUTIVA	71
1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	71
2. REGULAÇÃO E CONTROLE EM OBRA	71
3. PLANO DE CONTRAFLECHAS IMPLEMENTADO EM OBRA.....	73
3.1. <i>Pressupostos de Cálculo</i>	73
3.2. <i>Coordenadas Absolutas</i>	75
4. VARIAÇÕES UNITÁRIAS ($\pm 10^{\circ}\text{C}$) DE TEMPERATURA	79
5. SOBRECARGAS IMPREVISTAS SOBRE O TABULEIRO.....	79
6. RESULTADOS OBTIDOS EM OBRA	80
7. SÍNTESE DO CAPÍTULO.....	83
ANÁLISE DOS RESULTADOS	85
1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	85
2. RESULTADOS OBTIDOS EM OBRA	85
3. A NOVA RASANTE	89
4. RESUMO E CONCLUSÕES.....	89
5. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	94

Lista de Tabelas

TABELA 1: FASE DE PROJETO – CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO TABULEIRO	19
TABELA 2: FASE DE PROJETO – FASEAMENTO CONSTRUTIVO	20
TABELA 3: TENSÕES ATUANTES NO TABULEIRO DURANTE A FASE CONSTRUTIVA	33
TABELA 4: VALORES DAS CONTRAFLECHAS DO PROJETO DE EXECUÇÃO	39
TABELA 5: RESISTÊNCIA DO BETÃO C45/55_OBRA (MPA)	42
TABELA 6: VALOR MÉDIO DA TENSÃO DE ROTURA DO BETÃO À COMPRESSÃO, CONFORME EC2 (MPA)	43
TABELA 7: MÓDULO DE ELASTICIDADE DO BETÃO C45/55_OBRA (MPA)	46
TABELA 8: REAÇÕES DO PESO DO CIMBRE	47
TABELA 9: FASES CONSTRUTIVAS	50
TABELA 10: REAÇÕES DOS PESOS DE BETÃO DAS ADUELAS	55
TABELA 11: VALORES DE K_H	62
TABELA 12: COMBINAÇÕES DE AÇÕES – FASE CONSTRUTIVA	64
TABELA 13: TENSÕES ATUANTES NO TABULEIRO (MPA)	65
TABELA 14: CONTRAFLECHAS VERTICAIS - V_{YG} (MM)	66
TABELA 15: PLANIMETRIA: QUADRO M,P_JUNTAS	76
TABELA 16: ALTIMETRIA: QUADRO COTAS_JUNTAS	77
TABELA 17: PLANIMETRIA: QUADRO M,P_JUNTAS	81
TABELA 18: ALTIMETRIA: QUADRO COTAS_JUNTAS	82
TABELA 19: FASE AD11_COTAS ALTIMÉTRICAS OBTIDAS EM OBRA	86
TABELA 20: FASE AD33_COTAS ALTIMÉTRICAS OBTIDAS EM OBRA	88

Lista de Figuras

FIGURA 1: CONSTRUÇÃO SOBRE CIMBRE AO SOLO.....	6
FIGURA 2: CONSTRUÇÃO DE TABULEIROS COM VIGAS PRÉ-FABRICADAS.....	7
FIGURA 3: CONSTRUÇÃO DE TABULEIROS COM VIGAS DE LANÇAMENTO.....	7
FIGURA 4: CONSTRUÇÃO DE TABULEIROS POR DESLOCAMENTOS SUCESSIVOS.....	8
FIGURA 5: CONSTRUÇÃO DE TABULEIROS POR AVANÇOS SUCESSIVOS.....	9
FIGURA 6: PROCESSO CONSTRUTIVO POR AVANÇOS SUCESSIVOS. PONTE DO TINHELA	10
FIGURA 7: ESQUEMATIZAÇÃO DA CONSTRUÇÃO POR AVANÇOS SUCESSIVOS, COM ADUELAS BETONADAS IN-SITU. FONTE: EXTRAÍDO (VELETZOS, 2007)	10
FIGURA 8: PONTE HASSFURT, ALEMANHA (1867). FONTE: MEHRTENS, GEORG CHRISTOPH. DER DEUTSCHE BRÜCKENBAU IM XIX JAHRHUNDERT, 1900.	12
FIGURA 9: PONTE LUZANCY, FRANÇA (1940). FONTE: LE PONT DE LUZANCY SUR LA MARNE DANS "TRAVAUX", MAI 1946.	12
FIGURA 10: PONTE DE NIBELUNGEN, ALEMANHA (RECUPERAÇÃO 2001-04). FONTE: BUNG / NIBELUNGEN BRIDGE WORMS.	13
FIGURA 11: PONTE DE SHIBANPE, CHINA (2005). FONTE: CONCEPTUAL DESIGN OF LONG-SPAN CANTILEVER CONSTRUCTED CONCRETE BRIDGES. JOSÉ DIOGO HONÓRIO, 2007.	13
FIGURA 12: PONTE DE STOLMA, NORUEGA (1998). FONTE: BRIDGEINFO.NET.....	14
FIGURA 13: PONTE DE S. JOÃO, PORTUGAL (1991). FONTE: EDGAR CARDOSO ENGENHEIRO CIVIL. LUÍS LOUSADA SOARES, FEUP EDIÇÕES, 2003.....	14
FIGURA 14: LOCALIZAÇÃO DA PONTE SOBRE O RIO TINHELA	15
FIGURA 15: PONTE SOBRE O RIO TINHELA – PLANTA	16
FIGURA 16: PONTE SOBRE O RIO TINHELA – ALÇADO	17
FIGURA 17: PONTE SOBRE O RIO TINHELA - SECÇÕES DO TABULEIRO	17

FIGURA 18: TABULEIRO - DEFINIÇÃO GEOMÉTRICA	19
FIGURA 19: LEI CONSTITUTIVA DO BETÃO C45/55	22
FIGURA 20: LEI CONSTITUTIVA DO AÇO Y1860 S7.....	22
FIGURA 21: MODELO DE CÁLCULO GLOBAL	23
FIGURA 22: MODELO DE ANÁLISE TRANSVERSAL.....	24
FIGURA 23: CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DAS SECÇÕES PRINCIPAIS	25
FIGURA 24: CABOS DE PRÉ-ESFORÇO. CÁLCULO AUTOMÁTICO.....	28
FIGURA 25: TRAÇADO DO PRÉ-ESFORÇO. PEÇAS DESENHADAS DO PROJETO DE EXECUÇÃO - 1/2	29
FIGURA 26: TRAÇADO DO PRÉ-ESFORÇO. PEÇAS DESENHADAS DO PROJETO DE EXECUÇÃO - 2/2	30
FIGURA 27: TRAÇADO DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO: SECÇÕES TRANSVERSAIS: ADO E MEIO VÃO	31
FIGURA 28: CURVAS CARATERÍSTICAS DOS EFEITOS DIFERIDOS CONSIDERADOS	32
FIGURA 29: ANÁLISE TENSIONAL DO TABULEIRO DURANTE A FASE CONSTRUTIVA	33
FIGURA 30: ANÁLISE DA ADUELA 0 DURANTE A FASE CONSTRUTIVA.....	35
FIGURA 31: PLANO DE CONTRAFLECHAS	36
FIGURA 32: ANTI-DEFORMADA FASE CONSTRUTIVA – STG11	37
FIGURA 33: ANTI-DEFORMADA FASE CONSTRUTIVA – STG33	38
FIGURA 34: RESISTÊNCIA DO BETÃO C45/55_OBRA.....	42
FIGURA 35: EVOLUÇÃO DO VALOR MÉDIO DA TENSÃO DE ROTURA DO BETÃO À COMPRESSÃO	43
FIGURA 36: DIAGRAMA DE EXTENSÕES / TENSÕES C45/55_OBRA	44
FIGURA 37: MÓDULO DE ELASTICIDADE DO BETÃO C45/55_OBRA	46
FIGURA 38: DEFINIÇÃO DO CIMBRE MÓVEL: PROJETO DE CIMBRE E COFRAGEM	47
FIGURA 39: CARGAS SUSPENSAS NOS FECHOS: PROJETO DE CIMBRE E COFRAGEM	48
FIGURA 40: PLANO DE TRABALHOS DA PONTE SOBRE O RIO TINHELA	49
FIGURA 41: MODELO DE CÁLCULO GLOBAL	54
FIGURA 42: CABOS DE PRÉ-ESFORÇO – PERDAS INSTANTÂNEAS- CABOS SUPERIORES	58
FIGURA 43: CABOS DE PRÉ-ESFORÇO – PERDAS INSTANTÂNEAS- CABOS INFERIORES.....	59
FIGURA 44: POSIÇÕES DE BETONAGEM E EVOLUÇÃO DA DEFORMADA ATÉ AOS 10 000 DIAS.....	67
FIGURA 45: POSIÇÕES DE BETONAGEM E EVOLUÇÃO DA DEFORMADA ATÉ AOS 10 000 DIAS.....	68
FIGURA 46: PONTE SOBRE O RIO TINHELA. FASE CONSTRUTIVA.....	73
FIGURA 47: PONTE SOBRE O RIO TINHELA. FASE CONSTRUTIVA.....	74

<i>FIGURA 48: COTAS ALTIMÉTRICAS OBTIDAS EM OBRA – FASE AD11</i>	<i>85</i>
<i>FIGURA 49: COTAS ALTIMÉTRICAS OBTIDAS EM OBRA - FIM DA CONSTRUÇÃO.....</i>	<i>87</i>
<i>FIGURA 50: DEFINIÇÃO DA NOVA RASANTE A IMPLEMENTAR EM OBRA</i>	<i>89</i>
<i>FIGURA 51: PONTE SOBRE O RIO TINHELA. FASE CONSTRUTIVA.....</i>	<i>93</i>
<i>FIGURA 52: PONTE SOBRE O RIO TINHELA.....</i>	<i>94</i>



INTRODUÇÃO

1. ENQUADRAMENTO

Um dos aspetos que mais condiciona o processo de conceção de uma ponte consiste na tomada de decisão sobre qual o método construtivo a adotar. Provavelmente, é no domínio da engenharia de pontes, em que esta decisão mais influencia a globalidade do processo de dimensionamento. Como tal, o método construtivo de uma ponte tem de ser considerado e racionalizado logo nas primeiras fases do projeto.

A tomada de decisão sobre qual o método construtivo a adotar, decorre de uma profunda análise de vários fatores condicionantes como o custo, a facilidade de execução, a segurança durante a realização da obra, o tempo de construção, a capacidade técnica do empreiteiro, etc.

A presente dissertação trata o caso da construção de pontes pelo método dos avanços sucessivos, com a execução de aduelas betonadas “in situ” e pretende reunir todos os dados e resultados obtidos nas diversas fases de desenvolvimento do projeto, desde a sua conceção até à construção da ponte.

Para o caso específico da Ponte sobre o rio Tinhela, pretende-se fazer a apresentação do projeto de execução, do projeto de faseamento construtivo, efetuar a análise dos resultados obtidos em obra e estabelecer a comparação entre os valores de projeto e os verificados na construção.

Num processo construtivo deste tipo, e pela existência de diversos intervenientes envolvidos, torna-se muitas vezes difícil conseguir a recolha de toda a informação produzida e efetuar a análise dos resultados obtidos nas diversas fases do projeto, não se tornando por isso possível tirar conclusões sobre as diferenças nos resultados obtidos e que revelam a evolução do processo, designadamente sobre a quantificação e a contabilização das ações solicitantes, das características dos materiais de construção, e ainda, sobre a evolução dos modelos de cálculo utilizados, avaliando, assim, as diferenças e tirando daí as devidas conclusões.

A Ponte sobre o rio Tinhela, doravante designada como Ponte do Tinhela, encontra-se integrada no âmbito da Subconcessão Autoestrada Transmontana e situa-se no lanço A4/IP4 – Vila Real (Parada de Cunhos) / Quintanilha (Lote 3), junto ao Nó de Murça.

O Dono de Obra diz respeito a Autoestradas XXI, o projetista às empresas SENER / LCW, tendo como autores do projeto os engenheiros Victor Barata e Ana Carla Lopes, e, o construtor responsável pela obra foi o agrupamento complementar de empresas CAET XXI Construções A.C.E..

O projeto da ponte foi desenvolvido no ano de 2009, sendo a sua versão, após revisão, de Março de 2010, à qual se seguiu o projeto de faseamento construtivo elaborado entre Março e Julho de 2011. A construção da obra, com uma duração de cerca de dois anos, decorreu entre Julho de 2011 e Dezembro de 2013.

A ponte, contínua nos seus 268 m de extensão, corresponde a uma solução estrutural de tabuleiro em betão armado pré-esforçado, executado por simetria de aduelas em consola, betonadas “in situ”, realizadas a partir dos pilares centrais e sobre cimbres ao solo junto aos encontros.

Discute-se, então, nesta dissertação, os resultados obtidos nas diferentes fases de desenvolvimento do projeto, designadamente nas fases de Projeto de Execução e Projeto de Faseamento Construtivo, e ainda, durante a Construção da Obra propriamente dita.

2. OBJECTIVOS

Com a realização desta dissertação, pretende-se alcançar os seguintes objetivos:

- ♦ Apresentar os dados de base e resultados obtidos nas três fases distintas de desenvolvimento do projeto e construção de uma ponte executada pelo método dos avanços sucessivos, a saber:
 - Fase de Projeto de Execução;
 - Fase de Projeto do Faseamento Construtivo;
 - Fase de Construção da Obra.
- ♦ Apresentar os diversos modelos de cálculos utilizados em cada uma das fases, função das necessidades e objetivos a atingir, as metodologias de avaliação da segurança e a regulamentação existente e seguida;
- ♦ Apresentar os parâmetros e elementos de base, para cada uma das fases consideradas, quer em termos das solicitações, quer em termos das capacidades resistentes dos materiais de construção e dos equipamentos construtivos adotados;
- ♦ Analisar em pormenor os resultados obtidos em cada uma das fases identificadas no que se refere às anti-deformadas e/ou contraflechas para construção da obra;
- ♦ Tirar conclusões sobre as diferenças ocorridas nas diversas fases de projeto e na obra, tendo em conta o mesmo objetivo, o de definir a anti-deformada para a construção e correção dos valores levantados em obra;

3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está organizada em sete capítulos. Apresenta-se em seguida e de forma sumária, o conteúdo de cada um dos seguintes capítulos:

O capítulo 2 apresenta uma breve introdução sobre o processo construtivo adotado, a construção de tabuleiros de pontes por avanços sucessivos com execução de aduelas betonadas “in situ”.

O capítulo 3 apresenta as considerações adotadas no desenvolvimento do Projeto de Execução da Ponte do Tinhela, designadamente, o processo construtivo, tendo em conta o objetivo de determinar o plano de contraflechas e/ou anti-deformada, para a construção do tabuleiro da ponte.

No capítulo 4 apresenta-se o estudo das características resistentes dos materiais que foram adotados em obra, assim como, as características reais dos equipamentos de construção utilizados, como o carro de avanços ou cimbres móveis.

No capítulo 4 apresentam-se os elementos de base ao projeto de Faseamento Construtivo, tendo em conta os resultados do projeto de aplicação de pré-esforço, as características e propriedades resistentes dos materiais de construção, as ações relativas aos equipamentos de construção previstos utilizar em obra, assim como o plano de trabalhos a implementar durante a construção, determinando-se a anti-deformada para a concretização do tabuleiro.

No capítulo 5 são apresentados os valores e pontos de controlo da deformação do tabuleiro a serem observados em obra, descreve-se como será a forma de regulação desses pontos de controlo e analisam-se as variáveis que influenciam o agravamento da deformação quando da construção do tabuleiro da ponte.

No capítulo 6 são apresentados os resultados obtidos em obra e as diferenças ocorridas, com referência à solução do projeto de Faseamento Construtivo. Será ainda realizada uma análise crítica sobre as dificuldades encontradas, tanto na fase de projeto como na fase de obra, e respetivas soluções e técnicas de resolução adotadas em obra.

No capítulo 7 são tecidas algumas considerações finais sobre a dissertação, destacando-se os principais aspetos do trabalho, propondo-se também algumas linhas de orientação a desenvolver em trabalhos futuros.

A CONSTRUÇÃO DE PONTES POR AVANÇOS SUCESSIVOS

1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Desde os tempos mais antigos que, quando se trata de construções de grande porte, designadamente da construção de pontes que atravessam importantes rios, existiu sempre a necessidade de criar e produzir um bom impacto sobre os seus utilizadores e espectadores, tanto no que se refere à grandeza da obra, como à sua simplicidade e beleza ou até mesmo ambas.

As pontes são estruturas que, devido à função de ligação que estabelecem entre as duas margens, tendem a ser construções mais isoladas que outras, mas ao mesmo tempo criam um maior impacto no ambiente em que se inserem. Assim, a humanidade sempre tentou encontrar novas formas de melhorar a estética e o design de pontes. Devido a avanços constantes, o comprimento das pontes começou a ficar cada vez maior, juntamente com o impacto por ele causado. Após as funções básicas de uma ponte ficarem cumpridas, como a segurança e a proteção, houve necessidade de transformar a sua estrutura num monumento, um símbolo do lugar onde fora construída. Tendo isso em mente, os engenheiros de pontes tentaram lidar com este novo desafio: grandeza com beleza.

Assim, as pontes deixaram de ser vistas apenas como uma forma de conectar dois lugares, duas margens, mas como singularidades ou construções que representam as cidades.

Os elementos estruturais da ponte são agora cuidadosamente desenhados e são organizados por forma a produzirem um resultado visual, o mais agradável e único.

No entanto, um bom design tem sempre um custo associado. Às vezes o custo de uma solução com melhor aparência não justifica a sua melhoria. Outras vezes, a importância da construção, em si, pode justificar a quantidade extra de dinheiro, em causa.

Assim, uma ponte com um bom design ultrapassa a mera ideia da construção de uma ligação entre dois locais ou duas margens e torna-se uma marca singular por muitos anos.

A construção de pontes tem sofrido muitas mudanças ao longo dos anos, quer no que diz respeito ao tipo de material de construção, como à técnica do processo construtivo utilizado. A função básica de uma ponte é servir o homem na superação de obstáculos geográficos, e, à medida que estes obstáculos se foram tornando cada vez maiores e mais difíceis, tornou-se também necessário encontrar novas formas e novos processos para alcançar o outro lado, a outra margem.

Em geral, os métodos construtivos utilizados na execução de pontes podem ser agrupados da seguinte forma (Reis, 1992):

- Construção de tabuleiros de pontes tramo a tramo;
- Construção de tabuleiros de pontes por deslocamentos sucessivos;
- Construção de tabuleiros de pontes por avanços sucessivos.

Na construção de tabuleiros de pontes tramo a tramo, recorre-se muitas vezes à utilização de cimbres ou cavaletes apoiados no solo, à pré-fabricação de elementos estruturais, como a utilização de vigas pré-fabricadas com laje de continuidade betonada “in situ”, ou vigas e lajes totalmente pré-fabricadas, e também a aduelas pré-fabricadas colocadas sobre estruturas metálicas autoportantes ou recorrendo a estruturas atirantadas. Considera-se, ainda, a utilização de cimbres autoportantes e autolançáveis, também, conhecidos como vigas de lançamento.

A construção de tabuleiros sobre cimbra ao solo é o processo construtivo mais correntemente utilizado em obras de arte de pequena altura e com vãos moderados, de comprimentos até cerca de 40 m. Apresentam, no geral, secção de tabuleiro constante e têm, em princípio, boas condições de fundação.



Figura 1: Construção sobre cimbra ao solo.

A construção de tabuleiros de pontes a partir da utilização de vigas pré-fabricadas torna-se economicamente viável, para vãos da ordem dos 35 m ou até mesmo superiores. São utilizadas em viadutos extensos, ou, quando o número de obras de arte e sua tipologia seja suficiente para garantir uma boa rentabilidade e otimização da pré-fabricação. Adaptam-se bem a traçados em alinhamento retos e rasantes em trainel, podendo contudo, serem ainda utilizadas em traçados curvos, como curvas circulares, obrigando para isso a uma melhor e mais cuidada definição do posicionamento das vigas. A laje do tabuleiro e de continuidade entre vigas é betonada muitas vezes ao abrigo de pré-

lajes, também pré-fabricadas, que podem ou não ser consideradas como elementos estruturais da laje.



Figura 2: Construção de tabuleiros com vigas pré-fabricadas.

O processo construtivo de tabuleiros de pontes através de vigas de lançamento ou cimbres autoavancáveis apresenta uma maior versatilidade perante a geometria da secção transversal do tabuleiro e de pilares. A sua utilização justifica-se em viadutos mais extensos e para maiores alturas de pilares, onde a colocação de cimbres ao solo já implicaria um grande dispêndio de material. Também, na travessia de vales abertos e/ou baixas aluvionares, onde os solos de fundação apresentam baixa capacidade portante, este processo construtivo garante uma boa contribuição e performance. A montagem da viga de lançamento é em princípio efetuada junto a um dos encontros, no caso das vigas superiores, ou, no primeiro tramo do tabuleiro executado com o auxílio a outro tipo de escoramento, no caso das vigas de lançamento inferiores.



Figura 3: Construção de tabuleiros com vigas de lançamento.

O tempo de referência ou ciclo de execução de um tramo, é de sete a oito dias, ou seja, cerca de um tramo por semana. Uma sequência lógica do andamento dos trabalhos é:

- ✓ 1º Dia – Aplicação do pré-esforço no tramo betonado após três dias de endurecimento do betão;
- ✓ 2º Dia – Abertura das cofragens e avanço do cimbra; – Posicionamento das Cofragens;
- ✓ 3º e 4º Dia – Colocação de armadura; se for pré-montada em estaleiro esta tarefa fica reduzida a um dia;
- ✓ 5º Dia – Betonagem;
- ✓ 7º ou 8º Dia – Tempo para endurecimento do betão.

O processo construtivo por deslocamentos sucessivos consiste na construção de um troço do tabuleiro, numa área ou banco de pré-fabricação adjacente, situado junto a um dos encontros no alinhamento do eixo da obra, sendo depois colocado na sua posição definitiva através de uma translação longitudinal, conseguida com o auxílio de um sistema mecânico de oleodinâmicos instalado em obra.

Devido às alternâncias de esforços resultantes das sucessivas alterações das condições de apoio, este sistema é mais correntemente utilizado em pontes mistas de aço-betão, uma vez que, o aço trabalha igualmente bem à compressão e à tração.

Obras extensas com altura do tabuleiro constante e perfil longitudinal reto ou curvatura (horizontal e vertical) constante, vãos de 40 a 50 m, podendo atingir 70 a 80 metros, apresentam condições favoráveis à utilização deste método construtivo.



Figura 4: Construção de tabuleiros por deslocamentos sucessivos.

Na execução de tabuleiros de pontes pelo método dos avanços sucessivos, a construção é efetuada a partir dos seus apoios, através de aduelas construídas em consola.

Este processo construtivo é particularmente útil em obras com pilares altos e atravessando vales largos e profundos. Apresenta um bom rendimento de recursos devido à mecanização do processo, contudo obriga a uma maior capacidade técnica do empreiteiro responsável pela obra, devido à meticulosidade da operação de avanço da cofragem e ao rigor exigido no controlo geométrico da obra.

O processo construtivo por avanços sucessivos através da construção de aduelas poderá ser classificado por (Rodrigues, 1996):

- ✓ Aduelas betonadas “in situ”;
- ✓ Aduelas pré-fabricadas.



Figura 5: Construção de tabuleiros por avanços sucessivos.

Também, a secção de viga em caixão foi a última solução encontrada, para pontes, em betão armado pré-esforçado, com maiores vãos construídos devido às suas características mecânicas (Reis, 1992):

- ✓ Um banzo inferior, que permite que a secção transversal seja mais resistente a forças de compressão, assim, menos sujeita a deformações causadas por solicitações;
- ✓ Aumento da resistência à torção tornando esta secção transversal ideal para pontes com um raio horizontal;
- ✓ Aumento da esbelteza e, por conseguinte, uma superestrutura, com menos altura, tornando a ponte mais transparente;

O processo construtivo por avanços sucessivos teve um papel primordial na construção de pontes, pois permitiu a construção de grandes vãos e extensão total, que aliado a um design agradável constitui uma vantagem a ter em conta. Permite com relativa facilidade a construção de tabuleiros de secção variável, permitindo a adoção de soluções mais esbeltas, sempre esteticamente mais favorecidas.

2. PROCESSO CONSTRUTIVO

2.1. GENERALIDADES

O processo construtivo por avanços sucessivos, nos moldes correntes, é caracterizado pelo facto de a construção do tabuleiro se efetuar a partir dos seus apoios e/ou pilares, através da betonagem “in-situ” de aduelas, de modo equidistante de cada lado dos pilares, constituindo-se um par de consolas (Figura 6 e 7).

As aduelas apresentam um comprimento, em geral da ordem dos três a seis metros. À medida que a construção progride, os momentos negativos em cada consola aumentam, sendo por isso necessário utilizar cabos de pré-esforço no topo das secções, para responder ao aumento de momentos negativos instalados no tabuleiro da obra.

Através dos cabos de pré-esforço, cada aduela fica ligada à antecedente com resistência suficiente para se tornar autoportante e servir de apoio às aduelas seguintes.

Tipicamente terá de suportar o peso próprio das aduelas a construir e as ações provenientes dos equipamentos necessários à construção da superestrutura (cofragens, carros de avanço, etc.).

Geralmente, a construção é efetuada de um modo simétrico, a partir dos pilares, de modo a evitar o desenvolvimento de esforços de flexão nos pilares e fundações. Importa referir que a betonação das aduelas não é necessariamente simultânea, o que faz com que as consolas gerem esforços (momentos) de desequilíbrio, durante algumas fases do processo construtivo.

Nestas situações, o equilíbrio estático poderá ser alcançado, por exemplo, através do encastramento do tabuleiro nos pilares ou efetuando ligações temporárias com cabos de pré-esforço vertical da superestrutura ao pilar.



Figura 6: Processo construtivo por avanços sucessivos. Ponte do Tinhela

Contudo a técnica de avanços sucessivos também pode ser executada (Reis, 1992):

- Assimetricamente a partir de um tramo já construído, ou a partir de um encontro;
- Assimetricamente a partir de um pilar ou de um encontro, mas recorrendo a uma técnica mista de avanços e cavalete apoiado sobre o terreno.

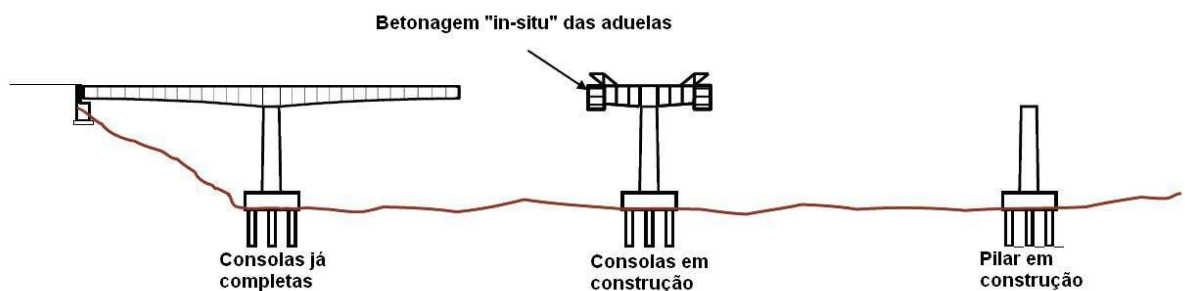


Figura 7: Esquematização da construção por avanços sucessivos, com aduelas betonadas in-situ. Fonte: extraído (Veletzos, 2007)

2.2. CAMPO DE APLICAÇÃO

O método construtivo por avanços sucessivos é frequentemente utilizado para vãos compreendidos entre os 70 e os 90 metros, contudo oferece boas condições de execução de vãos entre os 50 e os 150 metros (Ferraz, 2001). Este método é tecnicamente vantajoso para a construção de superestruturas com alinhamento curvo, com raios apertados, como o presente caso de estudo da Ponte do Tinhela.

Atualmente, com regularidade, alcançam-se ciclos construtivos de um par de aduelas em cada período de 5 a 10 dias de trabalho (em geral uma semana), por frente de trabalho (Mathivat, 1980).

2.3. VANTAGENS E DESVANTAGENS

As principais vantagens deste processo construtivo são a possibilidade de se dispensar a utilização de cimbres e escoramentos, o recurso a menor quantidade de cofragens e o seu melhor aproveitamento ao longo da construção. Possibilita a construção em várias frentes de trabalho e a mecanização do processo, levando a uma eficiente rentabilização da mão-de-obra.

Como desvantagens pode-se apontar a necessidade de se efetuar um rigoroso controlo geométrico durante a construção, bem como, a complexidade da operação de avanço da cofragem (Ferraz, 2001).

3. BREVE VISÃO HISTÓRICA

Historicamente, o método por avanços sucessivos ou método em consola começou a ser usado em pontes de madeira, mas tornou-se posteriormente mais comum em pontes metálicas e em pontes em betão armado pré-esforçado.

No método construtivo por avanços sucessivos, os elementos principais de construção são as consolas (estruturas isostáticas ancoradas em apenas uma das extremidades). Estas pontes podem usar vigas de secção corrente em pontes pedestres, treliças em aço estrutural ou vigas de secção em caixão, em betão pré-esforçado ou mistas aço-betão, para pontes de maior vão que carregam o tráfego rodoviário e/ou ferroviário.

As primeiras pontes em consola apareceram no século XIX, quando surge a necessidade de construção de pontes mais extensas. Os engenheiros da época entenderam que através de pontes contínuas com utilização de apoios múltiplos, obtinha-se uma maior distribuição das cargas entre os diversos apoios. Isto resultava em valores de tensões mais baixas nas vigas ou treliças e significava desenvolvimentos de pontes mais longas e extensas, donde as antecessoras das pontes em consola tenham sido as pontes com pontos de articulação ou rótulas instaladas a meio vão.

O primeiro a inventar e patentear uma ponte em consolar foi Heinrich Gerber em 1866. A sua primeira ponte cantilever foi a Ponte Hassfurt sobre o rio Main, na Alemanha (*Figura 8*). Nos padrões atuais, assegura um vão corrente de 38 metros de comprimento, mas é considerada a primeira ponte cantilever moderna.

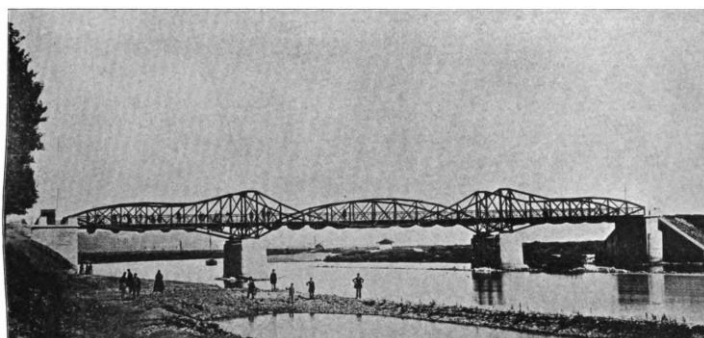


Figura 8: Ponte Hassfurt, Alemanha (1867). Fonte: Mehrtens, Georg Christoph. Der Deutsche Brückenbau im XIX Jahrhundert, 1900.

Um grande pioneiro na concepção e construção de pontes em betão armado foi Freyssinet (1879 - 1962) com a criação do pré-esforço. Embora o objetivo inicial da utilização de pré-tensão tenha sido a de eliminar possíveis deformações e fissuras no betão através da criação de um estado benéfico de tensão instalada, o aumento de carga resistente adquirida com a utilização de armaduras de alta resistência foi um efeito colateral importante. Entre os seus projetos destacam-se a Ponte Luzancy (Figura 9), na França, com um vão principal de 55 m, onde a simplicidade e beleza é bem conseguida através do uso de betão pré-esforçado.



Figura 9: Ponte Luzancy, França (1940). Fonte: Le pont de Luzancy sur la Marne dans "Travaux", mai 1946.

Freyssinet considerou o betão armado pré-esforçado como um material completamente novo na época e só aceitaria o seu uso no pressuposto do pré-esforço total, isto é, a completa eliminação das tensões de tração no betão, sob a ação de cargas de serviço. As suas ideias foram mantidas durante anos e ainda atualmente.

Após a Segunda Guerra Mundial, houve um “boom” na construção de pontes. Os primeiros anos que se seguiram à guerra foram muito importantes para o desenvolvimento de pontes de betão armado pré-esforçado, onde várias novas técnicas de construção e novos designs foram testados e aprovados. A partir deste período, as principais contribuições foram dadas pelo alemão, Fritz Leonhardt (1909-1999).

Foi no início da década de 1950 que o método de construção por avanços sucessivos ou em consola foi integralmente reconhecido como extremamente útil para a construção de pontes em betão armado pré-esforçado, pelo alemão, Ulrich Finsterwalder (1897 - 1988). Sua primeira construção foi a Ponte Lahn, 1951; com uma extensão de 62 m, mas o seu conhecimento neste assunto em particular levou-o à construção da Nibelungen Bridge (*Figura 10*).



Figura 10: Ponte de Nibelungen, Alemanha (Recuperação 2001-04). Fonte: BUNG / Nibelungen Bridge Worms.

Esta estrutura, com vãos consideravelmente maiores -101.65m – 114.2m e 104.2m - conseguiu captar a atenção do mundo e tornou-se uma marca para pontes de grande vão em betão armado pré-esforçado.

Assim, para grandes vãos, o método em consola era o único perfeitamente viável. Com este método, Ulrich Finsterwalder, superou-se e construiu a Ponte Bendorf sobre o Reno com um, notável vão de 202 m. Com essa conquista, ele conseguiu provar que o betão armado pré-esforçado poderia competir com o aço, tanto em custo, como na redução da altura da secção do tabuleiro.

Hoje em dia, a extensão mais longa pertence a Shibanye Bridge (*Figura 11*), construída em 2005, com um vão principal de 330 m. No entanto, a solução faz uso de uma viga em aço no vão principal, e portanto, a sua realização não é plenamente reconhecido pela maioria dos engenheiros estruturais.



Figura 11: Ponte de Shibanye, China (2005). Fonte: Conceptual design of long-span cantilever constructed concrete bridges. José Diogo Honório, 2007.

Ao construir a ponte Shibambe, a fim de eliminar um cais central, bem como, a manutenção do espaço de comprimento desejado, minimizando os efeitos causados pelo corte e dobragem, uma secção em caixão em aço de 100 m foi colocada meio do vão entre as vigas caixão em betão armado pré-esforçado.

Apesar de ter uma extensão em 29 m mais curta que a Ponte Shibambe, a Ponte Stolmasundet (Figura 12) é, na verdade, considerada a que mantém até ao presente período, o recorde mundial para “free cantilevering” em pontes em betão armado pré-esforçado devido ao fato dos materiais superestrutura consistem puramente em betão armado e betão pré-esforçado.



Figura 12: Ponte de Stolma, Noruega (1998). Fonte: *bridgeinfo.net*

Na Ponte Stolma, partes do vão principal com 301m foram construídas usando uma mistura de betão de alta resistência e betão leve. A conceção e construção foram realizadas tendo por base a alta experiência norueguesa com este tipo de pontes. Na verdade, quatro das principais pontes do mundo com este processo construtivo estão na Noruega.

Em Portugal, refere-se como obra singular deste processo construtivo por avanços sucessivos, a Ponte de São João - Nova Ponte Ferroviária sobre o rio Douro, no Porto, com uma extensão total de 1028,8m incluindo viadutos de acesso norte e sul e a ponte. A ponte, com 500,0m de extensão, apresenta um vão central de 250,0m, sendo o tabuleiro constituído por uma viga caixão bicelular, de secção trapezoidal.



Figura 13: Ponte de S. João, Portugal (1991). Fonte: *Edgar Cardoso engenheiro civil. Luís Lousada Soares, FEUP edições, 2003.*

A FASE DE PROJETO DE EXECUÇÃO

1. APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

A Ponte do Tinhela encontra-se localizada junto à vila portuguesa de Murça pertencente ao Distrito de Vila Real, da Região Norte do país e à sub-região do Douro da antiga província de Trás-os-Montes e Alto Douro. Na figura seguinte apresenta-se a planta de localização e esboço corográfico da obra.

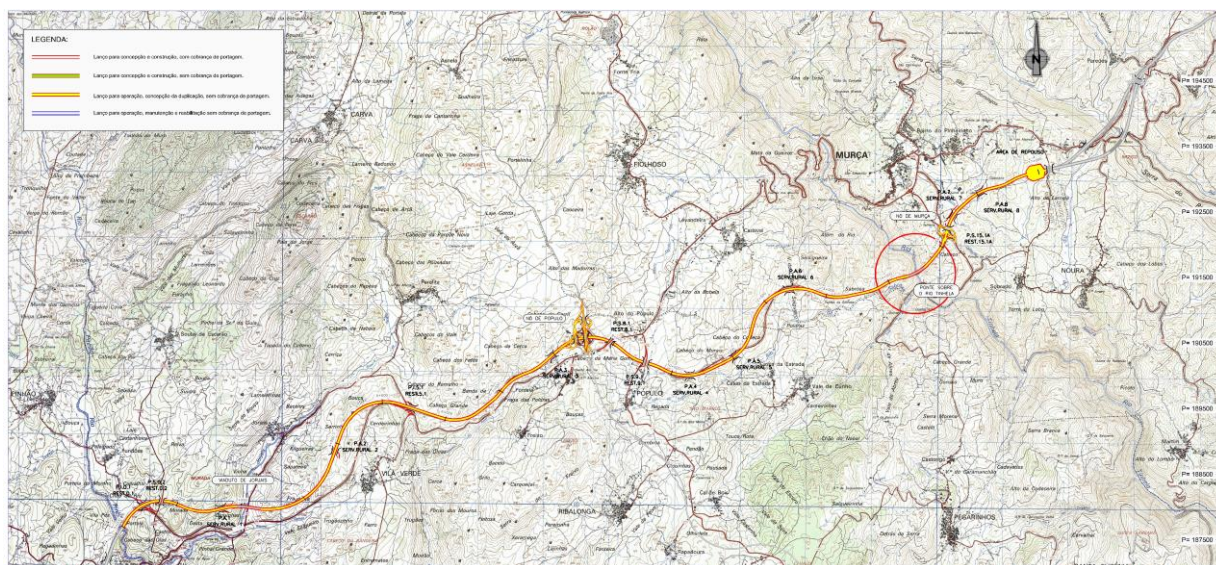


Figura 14: Localização da Ponte sobre o rio Tinhela

2. CONDICIONAMENTOS

2.1. RODOVIÁRIOS

Os condicionamentos rodoviários resultam dos elementos de traçado rodoviário em planta, perfil longitudinal e perfil transversal-tipo adotado. A obra insere-se em planta numa curva circular de raio $R = 700$ m e em perfil longitudinal numa curva côncava de raio $R_v = 6000$ m.

A composição da plataforma transversal corresponde a um sentido de tráfego, da seguinte forma discriminado:

Faixa de rodagem	2 x 3.50m
Berma interior	1.00m
Berma exterior	3.00m
Passeio	1.25m
Guarda de segurança interior	0.50m
Total = 12.75m	

2.2. GEOLÓGICO – GEOTÉCNICOS

Litologicamente a região afeta à obra é dominada por um granito biotítico, equigranular grosseiro em grau de alteração W1-2 (são a pouco alterado) e diaclasado em malha apertada.

O horizonte de fundação é em primeira instância condicionado pelo diaclasamento do maciço rochosos e pelo seu grau de alteração. Efetivamente, desde que o compartimento rochoso solicitado pelo apoio esteja solidário com o maciço, existiam condições de fundação direta para tensões superiores a 2000 kN/m^2 , a partir de horizontes superficiais.

As famílias do diaclasamento dominante são verticais e subvertias, portanto pouco condicionantes do horizonte de fundação.

Não são de conferir peso relevante as situações no local de diaclases abertas à superfície, uma vez que, tal estará associado a efeitos de descompressão do maciço, e que consequentemente tenderão a fechar em profundidade.

2.3. HIDRÁULICOS

A travessia do rio Tinhela é feita sem interferência dos pilares da estrutura.

3. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO

Trata-se de uma ponte em betão armado pré-esforçado contínua nos seus 268 m de extensão entre eixos de apoio nos encontros, sendo a repartição de vãos a seguinte:

76 m – 116 m – 76 m

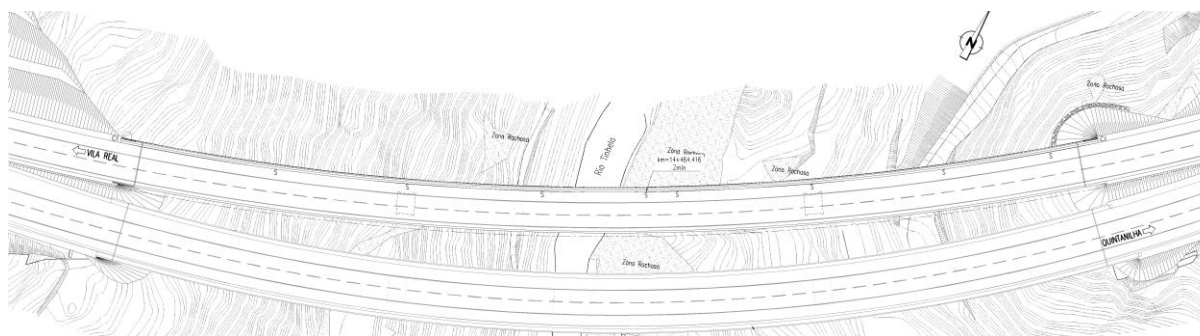


Figura 15: Ponte sobre o rio Tinhela – Planta

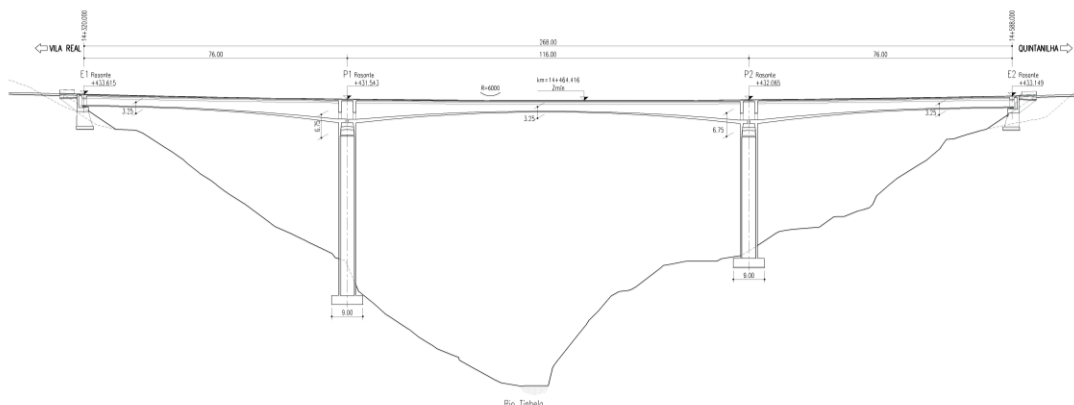


Figura 16: Ponte sobre o rio Tinhela – Alçado

A extensão e a partição de vãos da ponte resultam da conjugação da orografia local, com a rasan-te estabelecida e com as metodologias construtivas previstas para a execução do tabuleiro.

No seu ponto mais alto, o tabuleiro estabelece-se a 80m acima do fundo do vale, tendo-se optado nessa zona, para materialização do tabuleiro, por recorrer a pares de cimbres móveis que permitissem a execução de pares de aduelas em equilíbrio, a partir dos pilares centrais P1 e P2.

Concluída a zona de aduelas em equilíbrio, o restante tabuleiro de aproximação aos encontros, numa extensão de 19.5 m, foi executado com o auxílio de cimbra apoiado no solo. Por fim, foi efetuado o fecho central da obra.

Para vencer o vão central de 116 m adotou-se para o tabuleiro uma secção em viga-caixão cuja altura varia parabolicamente entre 6.75 m sobre os pilares e 3.25 m na secção central do vão. A altura do tabuleiro, nos vãos laterais, igualmente com secção em viga-caixão, varia de forma idêntica à do vão central, prolongando-se até aos encontros com a altura constante de 3.25m.

A viga-caixão do tabuleiro apresenta uma laje superior com 0.25m de espessura na zona central entre almas, enrijecidas por esquadros junto às almas, sendo prolongada em consolas laterais, com um vão livre de 2.655 m. O tabuleiro apresenta uma largura total de 12.75 m.

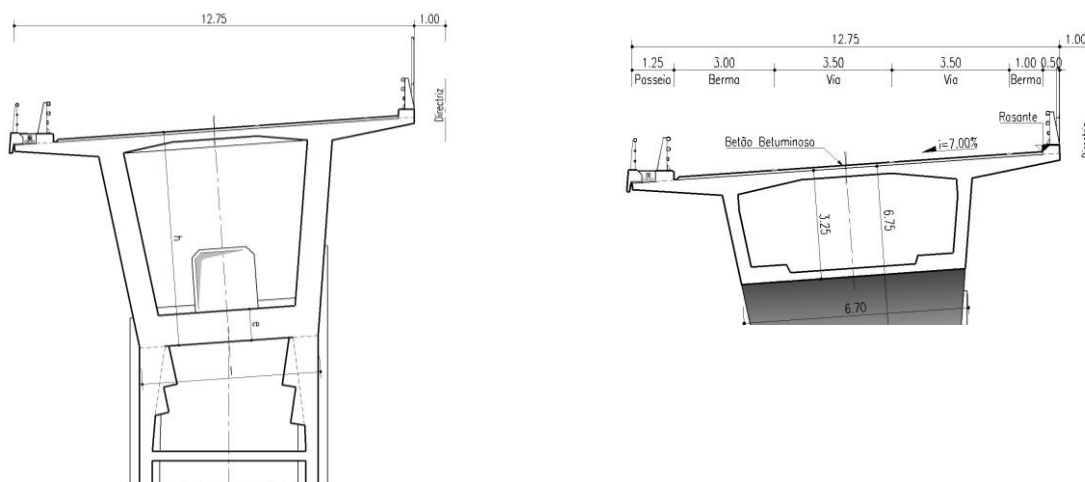


Figura 17: Ponte sobre o rio Tinhela - Secções do Tabuleiro

A espessura da laje de fundo da viga-caixão varia de 1.0 m sobre os pilares, a 0.25 m na zona central do vão de 116 m e nas extremidades dos vãos laterais.

As almas da viga-caixão são inclinadas, com 0.40m de espessura, estando afastadas entre eixos de 7.04m, na ligação com a laje superior. Na Aduela “0”, na zona entre carlingas, a espessura das almas é de 0.80m por forma a garantir a transmissão de momentos de desequilíbrio que ocorrem no tabuleiro.

A viga-caixão apresenta-se enrijecida transversalmente, por carlingas monolíticas com as paredes dos fustes dos pilares, tendo 0.80m, de espessura.

Sobre os encontros, as carlingas, apresentam uma espessura de 1.20m.

Todas as carlingas possuem abertura destinada a permitir a circulação de pessoas e equipamentos ao longo de todo o comprimento do tabuleiro com secção em viga-caixão. Em fase de exploração o acesso ao interior da viga-caixão, para eventuais trabalhos de inspeção, será efetuada a partir do encontro E2.

Os pilares, em betão armado, apresentam-se com alturas variáveis entre 49 m e 38 m, os quais correspondem a uma secção em caixão com contorno exterior retangular.

Apresentam secção constante, com uma largura de 5.00 m no sentido longitudinal e 6.30 m no sentido transversal. Na aproximação dos fustes ao tabuleiro, há um espessamento das paredes de 0.40 m para 0.80 m, dando continuidade às carlingas.

Os encontros são tradicionais do tipo “perdido”, constituindo-se como peças únicas a toda a largura da obra, apresentando-se ambos com contrafortes entre a sapata e a viga de estribo.

Os aparelhos de apoio são do tipo panela, unidirecionais.

Nas extremidades das estruturas são instaladas juntas de dilatação adequadas aos movimentos devidos aos efeitos térmicos e aos efeitos diferidos resultantes do comportamento do betão e do pré-esforço a longo prazo.

O pavimento da faixa de rodagem e bermas está previsto em betão betuminoso, tendo igualmente sido considerados outros equipamentos habituais, como sejam, os esgotos para águas pluviais, tubos de polietileno semirrígido para passagem de cabos nos passeios e respetivas caixas, guardas de segurança metálicas e guarda-corpos metálicos.

As vigas de bordadura são pré-fabricadas e o lancil de betão armado, é materializado em betonagem de 2ª fase (SENER/LCW, 2010).

4. PROCESSO CONSTRUTIVO

A construção dos encontros, das fundações e pilares foi prevista por processos correntes.

Quanto ao tabuleiro, conforme já foi referido na descrição da solução o mesmo foi materializado por dois processos distintos:

- por equilíbrio de aduelas executadas “in situ” em consola, a partir dos pilares P1 e P2 para materializar o vão central de 116 metros e vãos laterais de 76m;
- e, a execução sobre cimbra apoiado no solo, dos restantes 19.5m de tabuleiro até aos encontros, de cada um dos extremos da ponte.

Na análise estrutural foram considerados os vários instantes que constituem a fase construtiva. Cada situação corresponde à betonagem de um par de aduelas, aplicação de pré-esforço, mudança das condições de apoio ou aplicação de carregamentos.

Assim, na fase $i + 1$ correspondente à construção do tabuleiro foram verificadas tensões na fibra superior e na fibra inferior, para as seguintes situações:

- Estado de tensão anterior com a conclusão da aduela i e aplicação do pré-esforço;
- Retirada o cimbra da extremidade da aduela $i - 1$ e avanço para a extremidade da aduela i ;
- Betonagem da aduela $i+1$;
- Pré-esforço da aduela $i+1$;
- Efeitos Diferidos na fase $i+1$

A construção processa-se de forma simétrica, com o avanço dos cimbres móveis nos dois pilares centrais, em simultâneo. Em cada instante as variações de tensões foram calculadas e adicionadas aos valores existentes. Apenas se considerou as deformações devidas à flexão e esforço normal.

Na tabela e figura seguinte apresentam-se as características de definição geométrica de cada uma das aduelas previstas executar:

Tabela 1: Fase de Projeto – Características Geométricas do Tabuleiro

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO TABULEIRO:						Secção	h (m)	e (m)	l (m)	Aduela	L (m)
13	3,250	0,250	6,700	Ad.FC	1,50	6	4,377	0,492	6,378	Ad.5	5,00
12	3,253	0,251	6,699	Ad.11	5,00	5	4,764	0,574	6,267	Ad.4	5,00
11	3,298	0,260	6,686	Ad.10	5,00	4	5,207	0,669	6,141	Ad.3	5,00
10	3,400	0,282	6,657	Ad.9	5,00	3	5,707	0,776	5,998	Ad.2	4,00
9	3,559	0,316	6,612	Ad.8	5,00	2	6,148	0,871	5,872	Ad.1	4,00
8	3,775	0,363	6,550	Ad.7	5,00	1	6,625	0,973	5,736	Ad.0	1,00
7	4,048	0,421	6,472	Ad.6	5,000	0	6,750	1,000	5,700	Ad.0	2,50

Com, $h(m)$ – altura da secção; e (m) – espessura do banzo inferior e $l(m)$ – largura do banzo inferior.

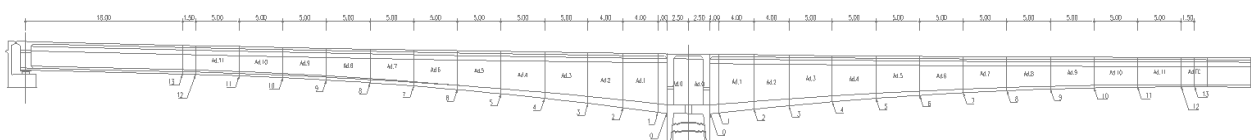


Figura 18: Tabuleiro - Definição Geométrica

No estabelecimento dos pressupostos para o Faseamento Construtivo admitiu-se que se realizava um par de aduelas por semana e que o pré-esforço era aplicado às 72 horas.

O instante inicial da calendarização da construção corresponde à data de betonagem da aduela 0. Nesse instante considerou-se que os pilares já apresentavam uma retração correspondente a 60 dias de construção.

A análise dos pilares e fundações durante a construção foi condicionada pela combinação de acidente correspondente à queda de um cimbre móvel. A segurança foi verificada para o instante da construção mais desfavorável, ou seja, antes da execução de qualquer fecho (fase isostática), com o maior comprimento das consolas (SENER/LCW, 2010).

A construção da ponte foi definida nas seguintes fases:

Tabela 2: Fase de Projeto – Faseamento Construtivo

Fase	Descrição	Calendarização (dias)		
		Aplicação de pré-esforço	Duração de cada fase	Duração da Construção
0	Construção do pilar e da aduela 0 – P1 e P2	-	14	14
1	Construção da aduela 1 – P1 e P2	3	7	21
2	Construção da aduela 2 – P1 e P2	3	7	28
3	Construção da aduela 3 – P1 e P2	3	7	35
4	Construção da aduela 4 – P1 e P2	3	7	42
5	Construção da aduela 5 – P1 e P2	3	7	49
6	Construção da aduela 6 – P1 e P2	3	7	56
7	Construção da aduela 7 – P1 e P2	3	7	63
8	Construção da aduela 8 – P1 e P2	3	7	70
9	Construção da aduela 9 – P1 e P2	3	7	77
10	Construção da aduela 10 – P1 e P2	3	7	84
11	Construção da aduela 11 – P1 e P2	3	7	91
21	Fecho junto aos encontros	3	30	121
31	Fecho Central	3	7	128
32	Retirada do Carro de Avanços e Aplicação das restantes acções permanentes	-	30	158
33	Efeitos diferidos	-	9842	10000

5. REGULAMENTAÇÃO

Todas as verificações de segurança foram elaboradas na observância da legislação nacional em vigor, complementada com os eurocódigos em caso de omissão:

- Regulamentação Portuguesa
 - RSAEEP - Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes, 1983;
 - REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, 1983;
 - NP EN206-1-2007 - Betão. Parte 1: Desempenho, especificação, produção e conformidade.
 - NP ENV13670-1-2007 – “Execução de Estruturas em Betão – Parte 1 – Regras Gerais”.
- Outras Especificações
 - Especificações para o Projeto de Obras de Arte da Subconcessão da Autoestrada Transmontana.
- Eurocódigos

Consideram-se aplicáveis os seguintes documentos, já publicados como NP (Normas Portuguesas) pelo IPQ e EN ("European Norms") pela Comissão Europeia de Normalizações (CEN):

- NP EN 1990: 2009 – "Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas";
- NP EN 1991: 2009 – "Eurocódigo 1 – Ações em estruturas";
- NP EN 1992-1-1 2010 – "Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão - Part 1.1: Regras gerais e regras para edifícios";
- EN 1992-2: 2005 – "Eurocódigo 2: Concrete bridges – Design and detailing rules";
- NP EN 1997-1: 2010 – "Eurocódigo 7: Projeto geotécnico – Parte 1: Regras gerais";
- NP EN 1998-1: 2010 – "Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios";
- EN 1998-2: 2005 – "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges";
- NP EN 1998-5: 2010 – "Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspetos geotécnicos".

De acordo com a regulamentação portuguesa, considera-se que a obra é da classe I para as ações rodoviárias, que o local pertence à zona A e possui rugosidade do tipo II para a quantificação da ação do vento e que relativamente ao sismo se situa na zona D.

Foram consideradas todas as ações variáveis previstas regulamentarmente, atuando sobre a estrutura da obra de arte.

Para as verificações aos estados limite de utilização, considerou-se o ambiente como sendo moderadamente agressivo, conforme está estipulado no REBAP.

6. MATERIAIS

Os materiais a utilizar são os constantes do desenho de dimensionamento geral, a saber:

- Betão:

- Encontros C30/37
- Pilares C40/50
- Tabuleiro C45/55

- Armaduras ordinárias:

- Para todos os elementos de betão A500 NR SD

- Armaduras de pré-esforço:

- Em cordão Y 1860 S7
- Em barra Y 1030H 32R

As leis constitutivas dos materiais de construção utilizados no tabuleiro da obra correspondem a:

Material ultimate diagram EN Eurocode : C45/55

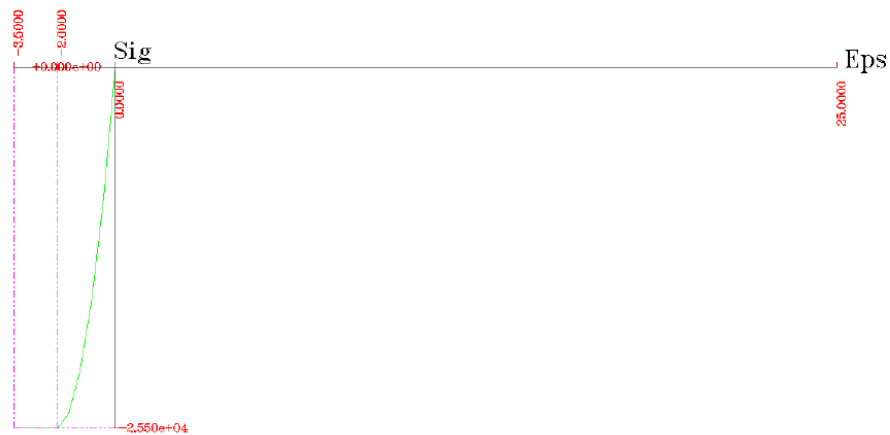


Figura 19: Lei constitutiva do betão C45/55

Material ultimate diagram EN Eurocode : Strands

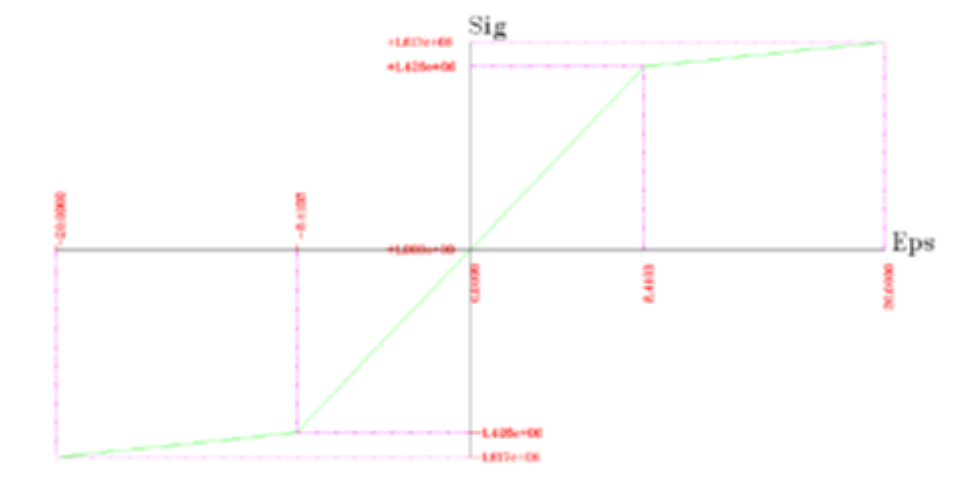


Figura 20: Lei constitutiva do aço Y1860 S7

7. METODOLOGIAS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

7.1. ANÁLISE LONGITUDINAL DO TABULEIRO

Para a análise longitudinal do tabuleiro, recorreu-se a um modelo de pórtico tridimensional, evolutivo, permitindo avaliar o estado tensional e de deformação do tabuleiro, em cada fase construtiva, tendo em conta as tensões resultantes, das fases anteriores, bem como, as perdas instantâneas nos cabos de

pré-esforço, para além da consideração dos efeitos diferidos do comportamento dos materiais até aos 10000 dias de exploração.

Nesta análise utilizou-se o programa de cálculo automático RM Bridge V8i (Bentley RM Bridge, 2009) e um modelo constituído por barras reticuladas de características geométricas e mecânicas correspondentes aos elementos representados, o qual é evolutivo de acordo com a cronologia de construção pré-estabelecida, considerando as fases de movimentação e posicionamento do cimbra móvel, de betonagem das aduelas, de aplicação do pré-esforço e de efeitos diferidos associados a cada fase, permitindo, desta forma, avaliar os esforços atuantes na estrutura.

A ação do pré-esforço foi introduzida tendo em conta os traçados dos cabos, bem como as suas perdas instantâneas.

Através do mesmo programa de cálculo os efeitos diferidos da retração, fluência e relaxação dos cabos de pré-esforço foram determinados conforme a formulação prevista no EC2.

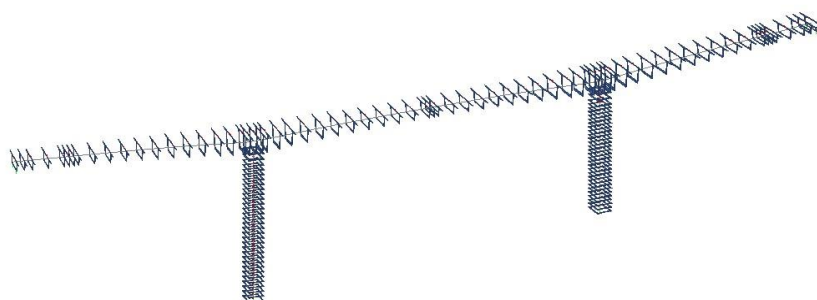


Figura 21: Modelo de cálculo global

Após a realização de cada um dos fechos, laterais junto aos encontros e do fecho central, analisou-se, para a fase de exploração da obra, a atuação das sobrecargas regulamentares, considerando o tabuleiro monoliticamente ligado aos pilares e apoiado nos encontros através de aparelhos de apoio unidirecionais. As ligações dos pilares à fundação foram consideradas encastradas na base.

Com este modelo foi, ainda possível, efetuar a avaliação do comportamento dinâmico da estrutura através de uma análise modal.

Foram, ainda, determinadas as reações horizontais e verticais nos aparelhos de apoio, as amplitudes de deslocamentos das juntas de dilatação e dos aparelhos de apoio unidirecionais.

7.2. ANÁLISE TRANSVERSAL DO TABULEIRO

Para a análise transversal do tabuleiro elaborou-se um modelo estrutural em elementos finitos de casca, com o objetivo de simular a distribuição transversal de cargas que ocorrerá nos vãos, dando particular atenção às secções sobre os pilares e no meio vão.

Neste modelo de cálculo, foram utilizados elementos finitos de laje, quadrangulares, com seis graus de liberdade, que pretendem simular os painéis de laje correspondentes às consolas, lajes superior e inferior, e almas do caixão. Assegura-se, desta forma, a deformação por flexão em ambas as direções do plano do elemento e a rotação em torno do eixo perpendicular ao elemento, a distorção. A estes elementos foram atribuídas as respetivas espessuras.

Simularam-se todas as sobrecargas rodoviárias regulamentares, tendo-se analisado diversas posições para o veículo tipo, para a obtenção da envolvente dos esforços característicos. Foram igualmente simuladas as ações permanentes devidas ao peso próprio e acabamentos.

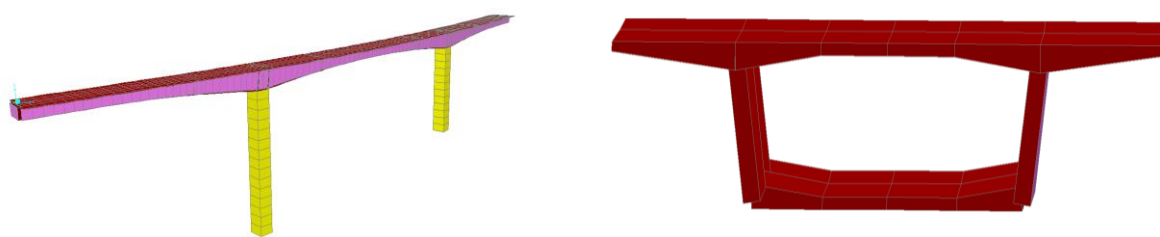


Figura 22: *Modelo de Análise Transversal*

7.3. ANÁLISE DOS PILARES EM FASE CONSTRUTIVA

Na análise dos pilares isolados, em fase construtiva, foi utilizado um modelo de consola, tendo-se procedido a uma análise geométrica e fisicamente não linear, por forma a ter em conta os efeitos de 2ª ordem da encurvadura.

A estrutura foi deformada, do valor da excentricidade accidental, sendo sobre este sistema deformado aplicadas as diversas situações de carga actantes durante a construção e calculados os efeitos de 2ª ordem.

7.4. OUTROS MODELOS

No dimensionamento das zonas de descontinuidade (carlingas sobre pilares e encontros) utilizaram-se modelos de escora-tirante, utilizando-se o programa CAST (CAST, 2004), para o cálculo das forças nos elementos dos modelos realizados.

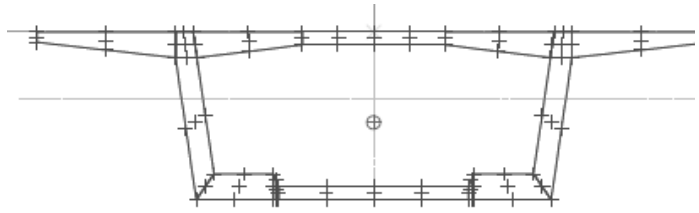
Para a análise dos encontros, utilizaram-se simplificações de cálculo e considerações do lado da segurança, que permitiram verificar a sua estabilidade e segurança. Foram utilizadas folhas de cálculo que implementam essas formulações.

8. CARACTERÍSTICAS DAS SECÇÕES

As principais características das secções consideradas no modelo de cálculo para as barras no sentido longitudinal da obra foram:

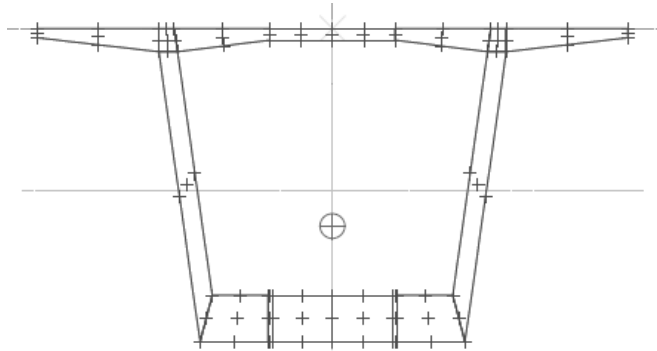
SECÇÃO DO TABULEIRO – ADFC

$$\begin{aligned}A &= 8.702\text{m}^2 \\I_{\text{long}} &= 1.408 \times 10^1 \text{m}^4 \\Y_{\text{cgs}} &= 1.298\text{m}\end{aligned}$$



SECÇÃO DO TABULEIRO – AD0

$$\begin{aligned}A &= 14.52\text{m}^2 \\I_{\text{long}} &= 1.036 \times 10^2 \text{m}^4 \\Y_{\text{cgs}} &= 3.491\text{m}\end{aligned}$$



SECÇÃO CORRENTE DO PILAR

$$\begin{aligned}A &= 8.705\text{m}^2 \\I_{\text{long}} &= 32.91\text{m}^4 \\I_{\text{transv}} &= 42.61\text{m}^4\end{aligned}$$

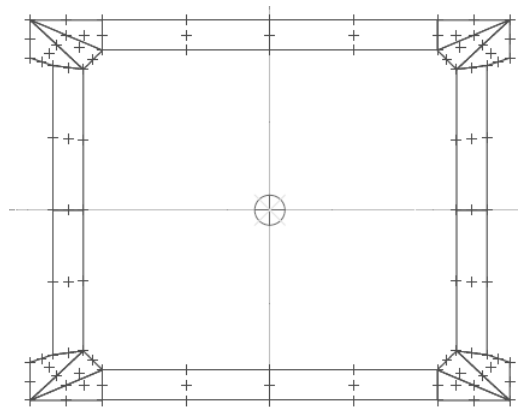


Figura 23: Características Mecânicas das Secções Principais

9. AÇÕES NA FASE CONSTRUTIVA

9.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

As ações consideradas na fase de Projeto de Execução com implicação do processo construtivo da obra, designadamente no que diz respeito às solicitações permanentes atuantes foram as devidas a:

- Pesos próprios e restantes ações permanentes;
- Pré-esforço: efeitos isostáticos e hiperstáticos;
- Efeitos diferidos dos materiais: retração e fluência do betão e relaxação do aço de pré-esforço;

e ainda,

- Assentamentos de apoio de 10mm;
- Variação uniforme e diferencial de temperatura no tabuleiro;

- Ação de acidente – queda de cimbra móvel (um carro).

As ações variáveis também consideradas no Projeto de Execução para a fase de exploração da obra, como as sobrecargas rodoviárias, ação do vento e análise sísmica não são no momento referidas no âmbito do tema da presente dissertação.

9.2. PESOS PRÓPRIOS

O peso próprio do betão foi calculado com base nas características geométricas das secções considerando $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$. Para a construção, e tendo em conta a especificidade do faseamento construtivo, admitiu-se a possibilidade de um acréscimo de 2% do peso próprio numa consola e uma redução de 2% de peso na consola oposta.

9.3. RESTANTES AÇÕES PERMANENTES

Nas restantes ações permanentes estão consideradas as seguintes ações:

- Betuminoso $0.12 \times 24.0 \times (12.75 - 1.25 - 0.5) = 31.7 \text{ kN/m}$
- Separador central = 5.00 kN/m
- Lancil de betão = 3.96 kN/m
- Passeio = 1.75 kN/m
- Cornija = 3.68 kN/m
- Guarda-corpos metálico = 0.50 kN/m
- Guardas de segurança = 0.50 kN/m

TOTAL = 47.1 kN/m

9.4. PRÉ-ESFORÇO

O valor do pré-esforço longitudinal foi determinado de modo a garantir a verificação da descompressão para a combinação quase-permanente de ações em todas as secções pré-esforçadas do tabuleiro analisadas. Considerou-se o puxe dos cabos de pré-esforço a 75% da tensão de rotura e a utilização de cordões de 15.2 mm de diâmetro com uma área nominal de 140 mm^2 . As características adotadas para o aço dos cordões de pré-esforço aderente foram as que se indicam de seguida:

- Classe – A1680/1860;
- Módulo de elasticidade 195 GPa;
- Relaxação – 2.5% às 1000 horas.

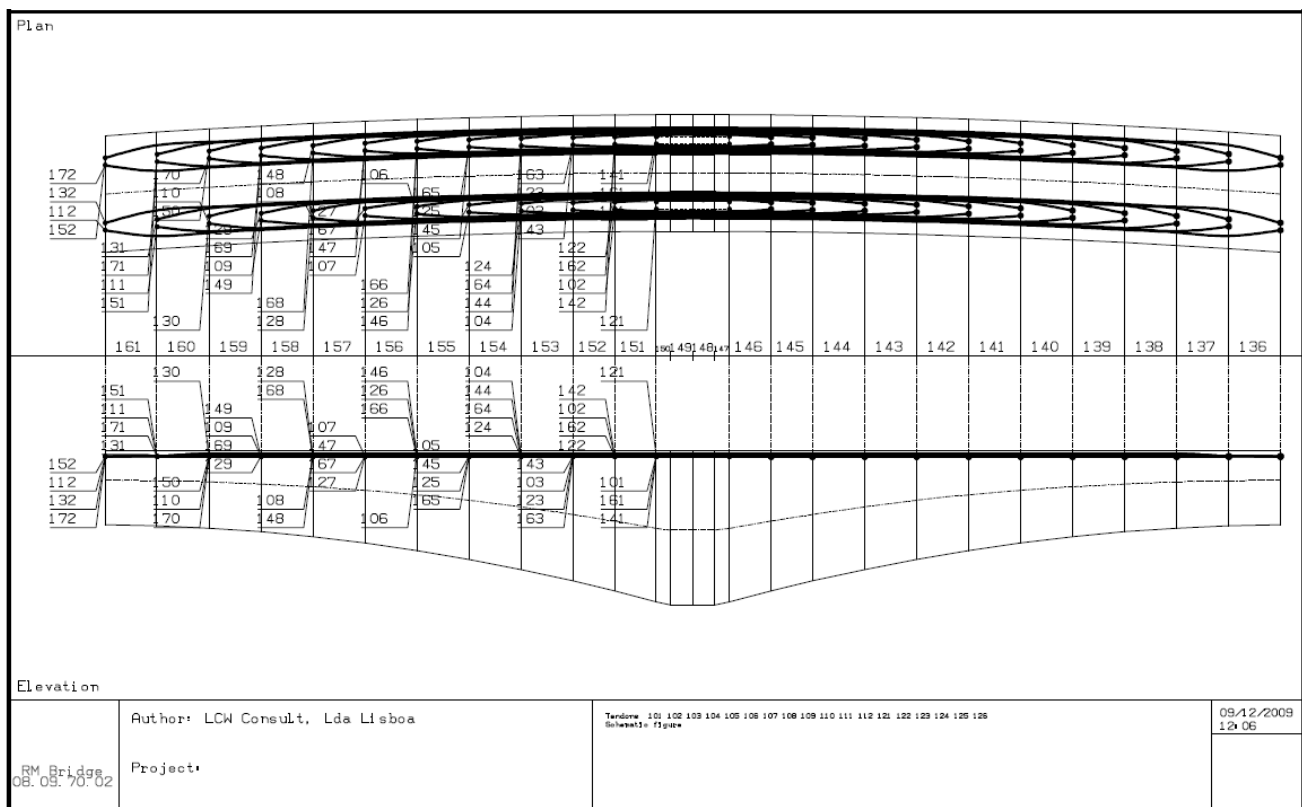
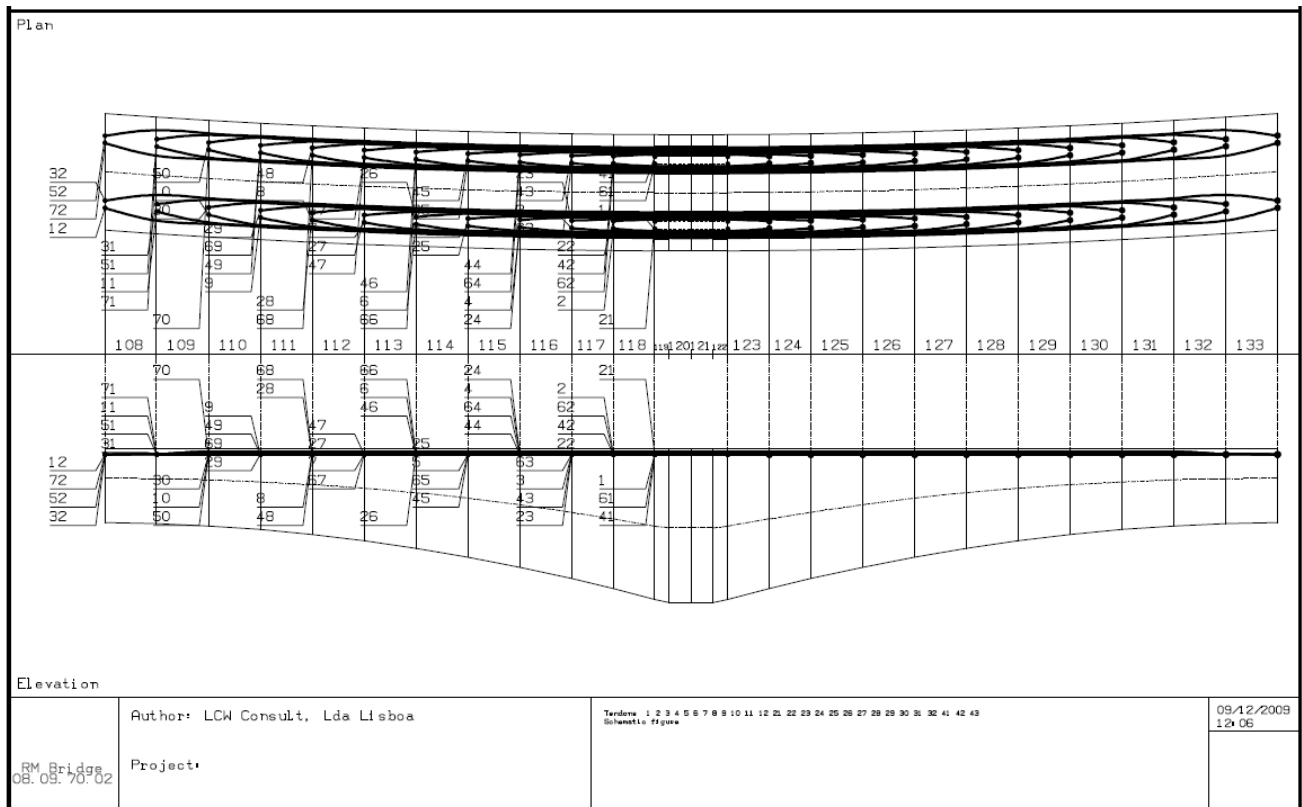
Consideraram-se os seguintes coeficientes relativos às perdas instantâneas:

– por atrito ao longo das armaduras/bainhas:

- atrito armadura/bainha: $\mu = 0.21$;
- desvio angular parasita por unidade de comprimento $k = 0.30 \text{ }^\circ/\text{m}$

– por reentrada dos cabos: 6 mm.

Nas figuras seguintes apresentam-se os traçados dos cabos de pré-esforço considerados no modelo de análise longitudinal.



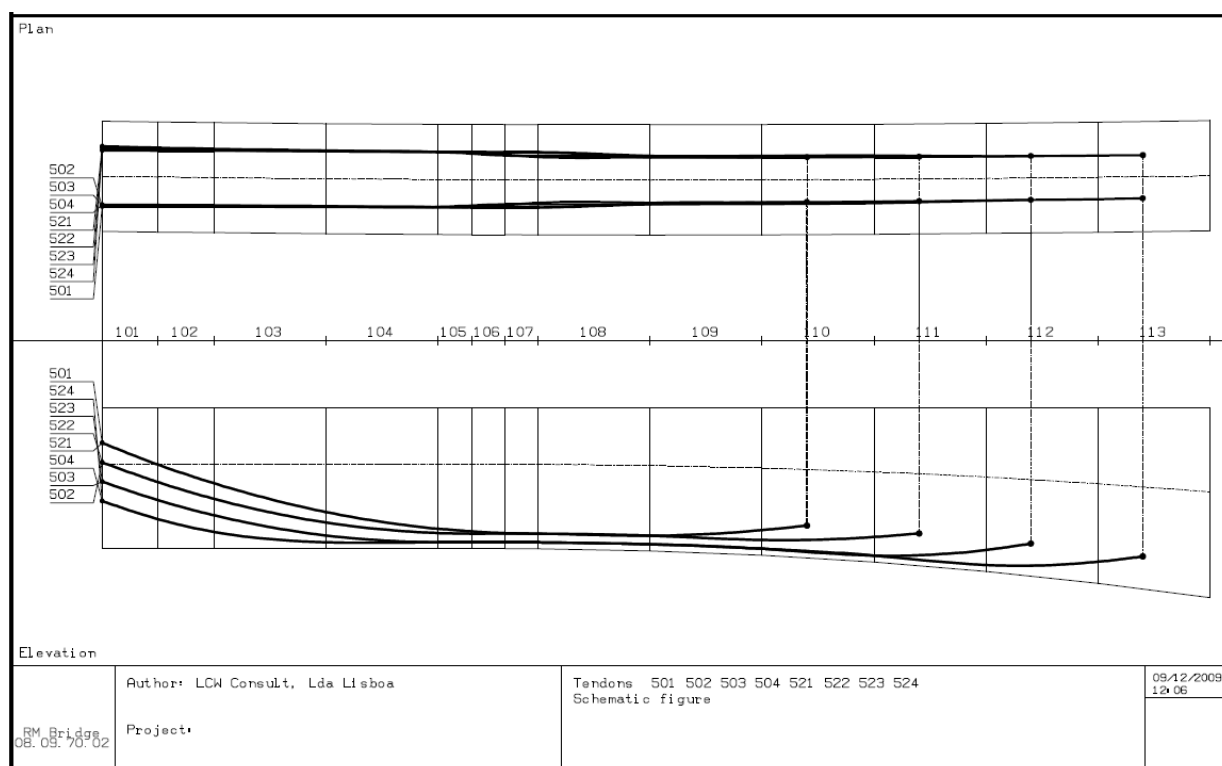
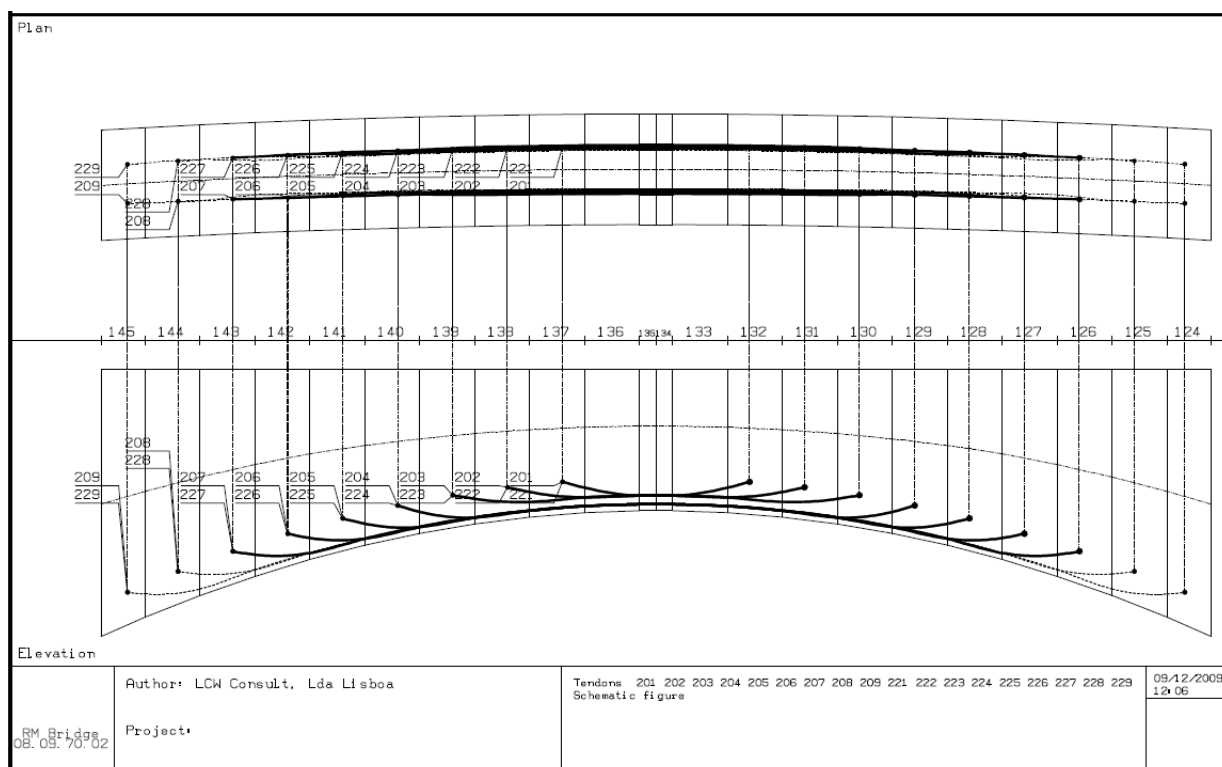


Figura 24: Cabos de Pré-esforço. Cálculo Automático

No tabuleiro e para o pré-esforço superior consideraram-se 11 x 4 cabos (1 x 4 cabos de 19 cordões, 5 x 4 cabos de 15 cordões e 5 x 4 cabos de 12 cordões), perfazendo um total de 616 cordões de 0.6", sobre cada um dos pilares e na zona construída por avanços. No fecho lateral junto aos encontros consideraram-se 4 x 2 cabos inferiores (4 x 2 cabos de 22 cordões).

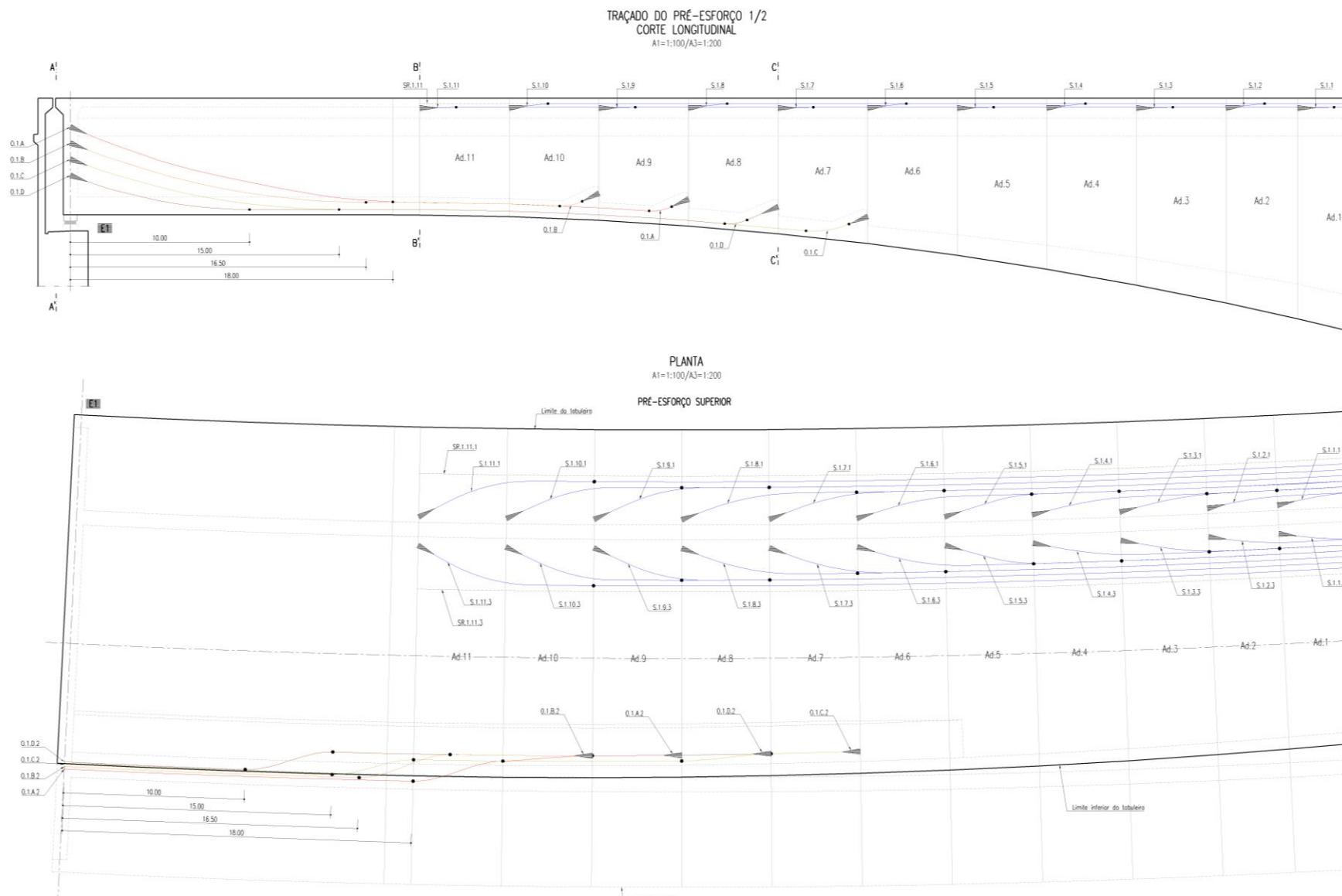


Figura 25: Traçado do Pré-Esforço. Peças Desenhadas do Projeto de Execução - 1/2

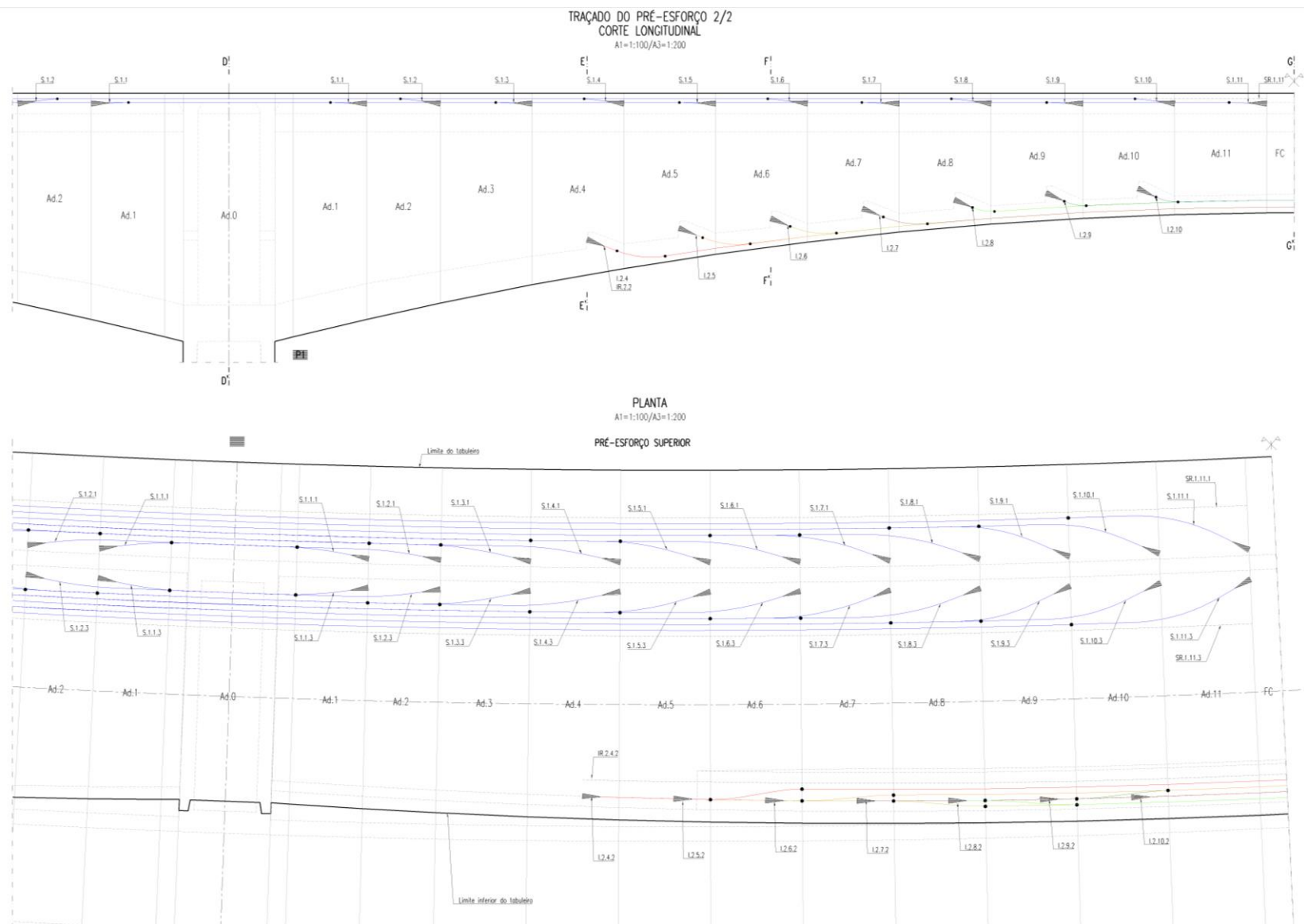


Figura 26: Traçado do Pré-Esforço. Peças Desenhadas do Projeto de Execução - 2/2

No meio vão central foram previstos 3 x 2 cabos de 12 cordões e 4 x 2 cabos de 15 cordões, num total de 192 cordões de 0.6”.

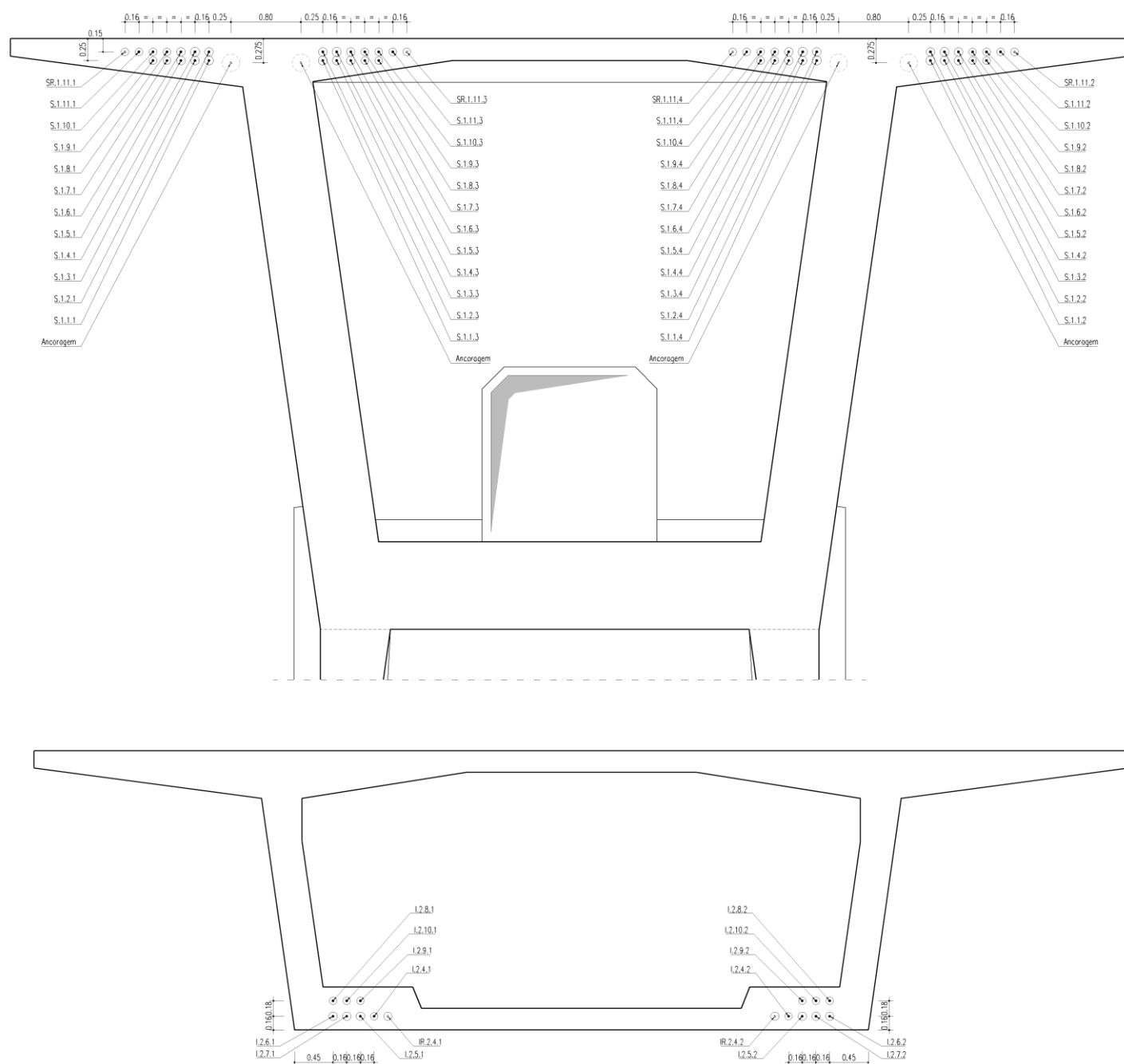


Figura 27: Traçado dos Cabos de Pré-esforço: Secções Transversais: AD0 e Meio Vão

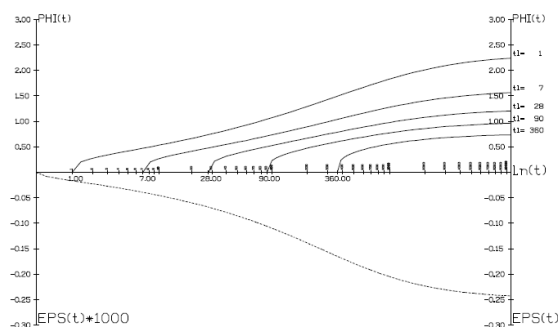
9.5. EFEITOS DIFERIDOS

Os efeitos diferidos considerados foram a retração e fluência do betão, bem como a relaxação das armaduras que foram determinados diretamente pelo programa de cálculo automático, tendo em conta a formulação preconizada no EC2.

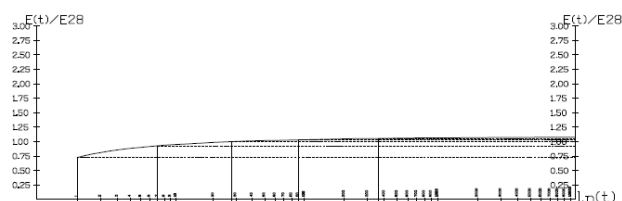
Para o cálculo dos parâmetros de retração e fluência considerou-se uma humidade relativa do ambiente de 70% e uma temperatura ambiente de 20° C.

A introdução desta ação é realizada fase a fase assumindo o calendário para a construção apresentado anteriormente.

Eurocode 2
Creep and Shrinkage curve
Element E35



Eurocode 2
E-Modulus (t) curve
Element E35



Eurocode 2
Relaxation curve
Tendon 201
RelCs = 2

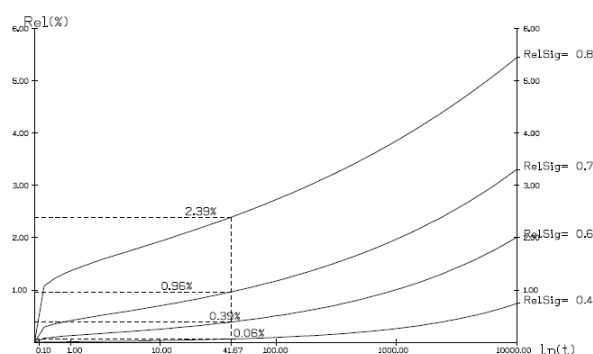


Figura 28: Curvas caraterísticas dos efeitos diferidos considerados

9.6. PESO DO CIMBRE

Para a ação do peso do cimbra que irá p/emitir a construção das diferentes aduelas admitiu-se o valor de $Q = 1500$ kN, para cada um dos carros.

Assumiu-se a utilização, em obra, de **dois pares de cimbres móveis**, sendo o avanço da construção efetuado em simultâneo e simetricamente, a partir de cada um dos pilares.

9.7. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Na análise do Faseamento Construtivo da obra, quer em termos de tensões atuantes como em termos de deformações, foi considerada a combinação permanente de ações.

10. RESULTADOS DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO

10.1. ANÁLISE TENSIONAL DO TABULEIRO

Apresentam-se na tabela e figuras seguintes os diagramas de tensões obtidos nas fibras superior e inferior da viga caixão do tabuleiro, durante o faseamento construtivo e em cada instante.

Tabela 3: Tensões atuantes no Tabuleiro durante a Fase Construtiva

Fase	Descrição	σ_{inf} (MPa)		σ_{sup} (Mpa)	
		max	min	max	min
0	Construção do pilar e da aduela 0 – P1 e P2	0.09	-0.99	0.10	-0.95
1	Construção da aduela 1 – P1 e P2	0.41	-0.24	-	-2.30
2	Construção da aduela 2 – P1 e P2	0.66	-0.68	-	-4.02
3	Construção da aduela 3 – P1 e P2	0.49	-1.39	-	-5.32
4	Construção da aduela 4 – P1 e P2	0.47	-2.23	-	-6.17
5	Construção da aduela 5 – P1 e P2	0.38	-3.27	-	-6.74
6	Construção da aduela 6 – P1 e P2	0.40	-4.43	-	-7.14
7	Construção da aduela 7 – P1 e P2	0.22	-5.83	-	-6.94
8	Construção da aduela 8 – P1 e P2	0.20	-7.35	-	-6.60
9	Construção da aduela 9 – P1 e P2	0.19	-9.04	-	-6.04
10	Construção da aduela 10 – P1 e P2	0.19	-10.87	-	-5.33
11	Construção da aduela 11 – P1 e P2	0.18	-10.66	-	-4.40
21	Fecho junto aos encontros	0.18	-11.63	0.37	-4.59
31	Fecho Central	-	-10.55	-	-4.47
32	Retirada do Carro de Avanços e Aplicação das restantes acções permanentes	-	-11.52	-	-4.17
33	Efeitos diferidos	-	-10.74	-	-5.25
Max/Min		0.66	-11.63	0.37	-7.14

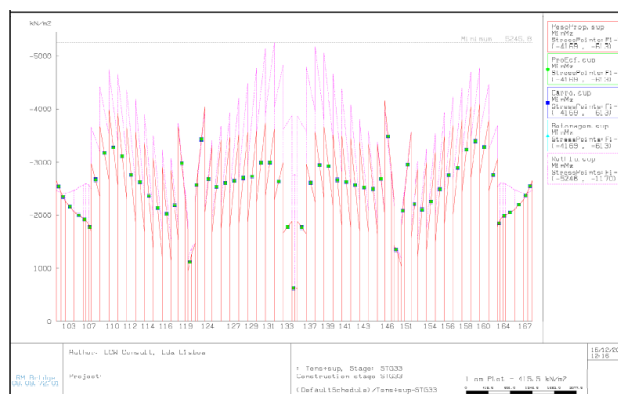
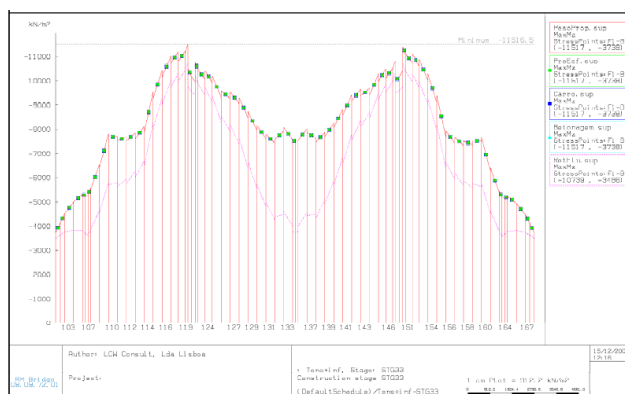
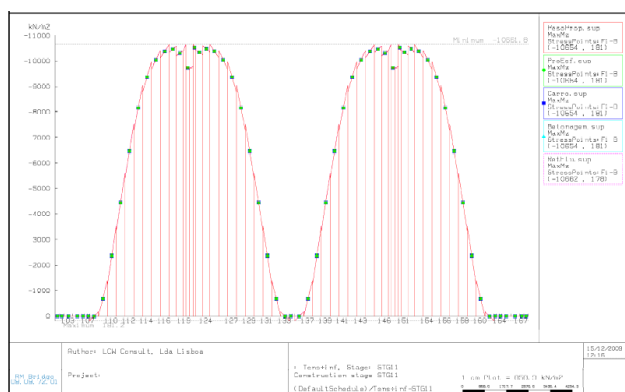


Figura 29: Análise tensional do Tabuleiro durante a Fase Construtiva

Os gráficos anteriores são representativos do estado tensional do tabuleiro, sendo os valores de tensões mais desfavoráveis obtidos os apresentados em tabela.

As tensões máximas obtidas durante as principais fases da obra foram as seguintes:

- Verificou-se que, em algumas fases da construção da obra, surgem trações em zonas localizadas do tabuleiro, designadamente na fibra inferior, junto da aduela que está a ser construída.
- A máxima tensão de tração, que se gerou no tabuleiro, durante todo o processo construtivo, foi de +0,66 MPa.

Para um betão C45/55 e segundo o EC2 considerou-se o valor de 2.7 MPa para a tensão característica de rotura à tração e de 1.8 MPa para a tensão de cálculo à tração.

Admite-se, desta forma, que o tabuleiro não chega a fendilhar durante a construção, apresentando-se todo comprimido, no início da fase de exploração da obra.

Com base nos mesmos valores, concluiu-se estar verificado o estado limite correspondente à tensão máxima de compressão no betão, inferior a $0.8 \times f_{cd}$, sendo para o betão C45/55, $f_{cd} = 25.5 \text{ MPa}$ (28 dias); condição estabelecida ao nível do Caderno de Encargos da empreitada (Auto-Estradas XXI, 2007).

Como se pode verificar no quadro acima apresentado, a tensão máxima de compressão no betão obtida durante a construção foi de -11.63 MPa.

10.2. ANÁLISE DA ADUELA 0

Na fase construtiva foi considerada a situação de acidente relativa à queda do cimbra móvel de um dos lados da consola. Esta ação corresponde a uma situação de desequilíbrio no sistema pilar-tabuleiro, sendo necessário ter uma atenção especial no encaminhamento das cargas na aduela 0, sobre o pilar.

Assim, consideraram-se três modelos de escora-tirante no plano das almas:

- O primeiro para analisar os esforços equilibrados ($M_{sd, tabmin}$, igual à esquerda e à direita do pilar);
- O segundo para analisar os esforços desequilibrados ($M_{sd, pil}$, momento transmitido ao topo do pilar);
- O terceiro corresponde à sobreposição dos dois modelos acima apresentados (tendo ainda em consideração o momento fletor transversal concomitante no topo do pilar). Este foi o modelo utilizado na determinação dos esforços para depois se proceder às verificações de segurança.

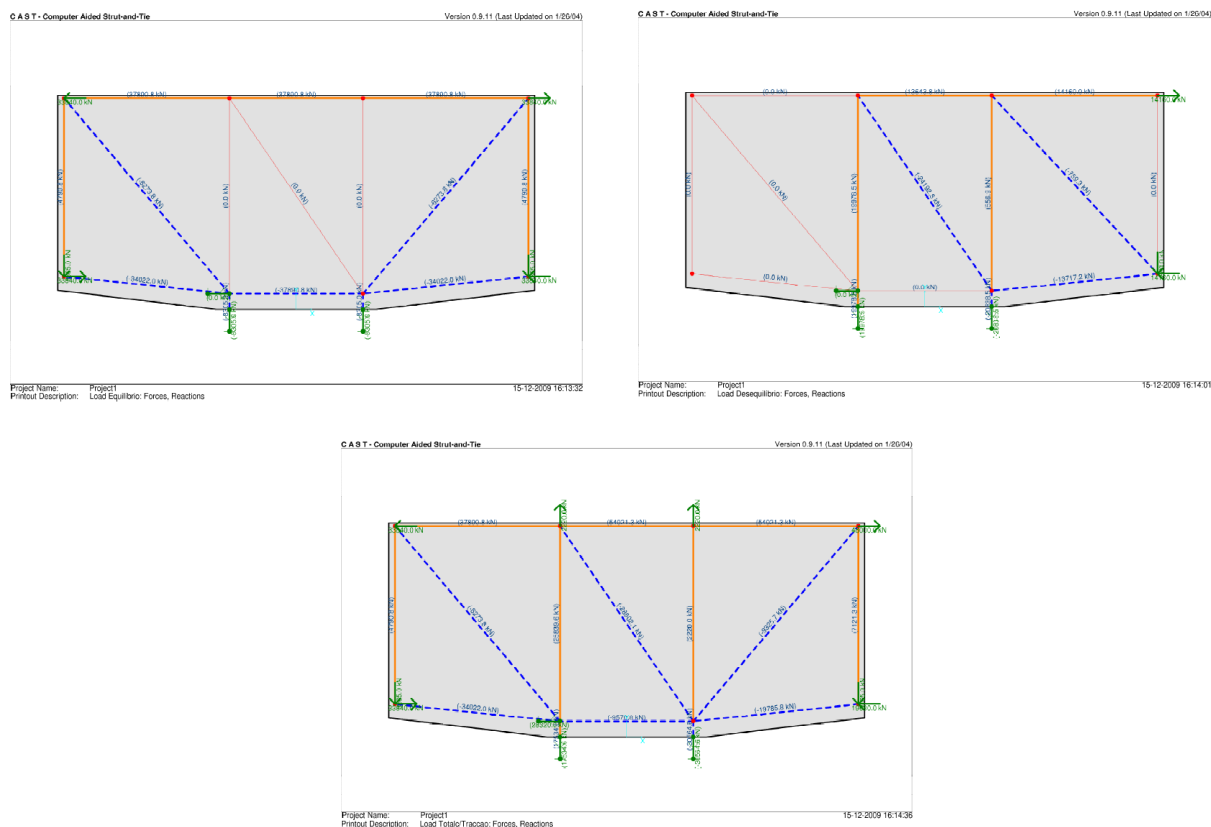


Figura 30: Análise da Aduela 0 durante a Fase Construtiva

Os esforços obtidos do modelo global, por alma, foram os seguintes:

1º modelo, esforços equilibrados: $M_{Long}=447 \text{ MNm}$, $V=16610 \text{ kN}$;

2º modelo, esforços desequilibrados: $M_{Long,dir}=187 \text{ MNm}$, $V=1720 \text{ kN}$;

3º modelo $M_{Long,eq}=447 \text{ MNm}$, $V=16610 \text{ kN}$;

$M_{Long,dir}=634 \text{ MNm}$, $V_{dir}=18330 \text{ kN}$;

$M_{Transv}=22 \text{ MNm}$.

Relativamente aos tirantes, foi necessário considerar um reforço de armadura na zona de interceção das carlingas com as almas, tendo-se adotado pela colocação de cabos de pré-esforço verticais. O tirante na laje superior é assegurado pelo pré-esforço existente no tabuleiro.

O valor da força no tirante vertical foi de $F_{sd}=25840 \text{ kN}$, que foi garantida pela adoção de 5 cabos de 19 str 0.6" Y1860 S7 e por uma armadura vertical entre septos de $\phi 25/0.10 \text{ A500 NR SD}$.

Relativamente às escoras, a situação mais gravosa corresponde ao nó de interceção da laje inferior do tabuleiro com a carlinga vertical.

Para aumentar a resistência deste nó à compressão e tendo em conta a inclinação das almas do caixão, considerou-se a existência de um estado tri-axial de compressão, que segundo a EN 1992 - 1 - 1, foi determinada através das seguintes expressões:

$$\sigma_{rd,m\acute{a}x} = k_4 \times \nu \times \frac{f_{cd}}{\gamma_c} \quad (\text{Equa\c{c}\~ao 1})$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \times \left(1 + 5 \times \frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right), \text{ se } \sigma_2 \leq 0.05 \times f_{ck} \quad (\text{Equa\c{c}\~ao 2})$$

Considerou-se $\sigma_2 = 1.0$ MPa e $k_4 = 3.0$, sendo o valor resistente obtido de $\sigma_{rd,m\acute{a}x} = 73.8$ MPa, valor superior às tensões atuantes.

O valor mais desfavorável obtido para a biela de compressão foi de $F_{sd} = -34025$ kN, que tendo em conta uma secção 0.8×1.0 m, corresponde a uma tensão atuante de -42.5 MPa.

11. ANTI-DEFORMADA PARA A EXECUÇÃO DO TABULEIRO

O tabuleiro e o pilar sofrem durante a construção deformações que serão permanentes.

Para contrariar este efeito e garantir o desempenho geométrico da estrutura em fase de exploração, serão introduzidas contraflechas, durante a fase construtiva da obra.

Antes do início da construção, será efetuada nova estimativa de controlo da geometria, tendo em conta o efetivo peso e deformação dos cimbres móveis, a cadência da construção e os resultados dos ensaios de caracterização das propriedades resistentes do betão.

Esta análise resulta no desenvolvimento do Projeto de Faseamento Construtivo.

A determinação das contraflechas teóricas a adotar na construção do tabuleiro, para que passados 10.000 dias, e tendo em conta os efeitos diferidos dos materiais, a sua geometria coincida com a teórica adotada é, nesta fase de elaboração do Projeto de Execução, a que se apresenta na figura seguinte de forma gráfica, representando cada linha uma das fases construtivas previstas.

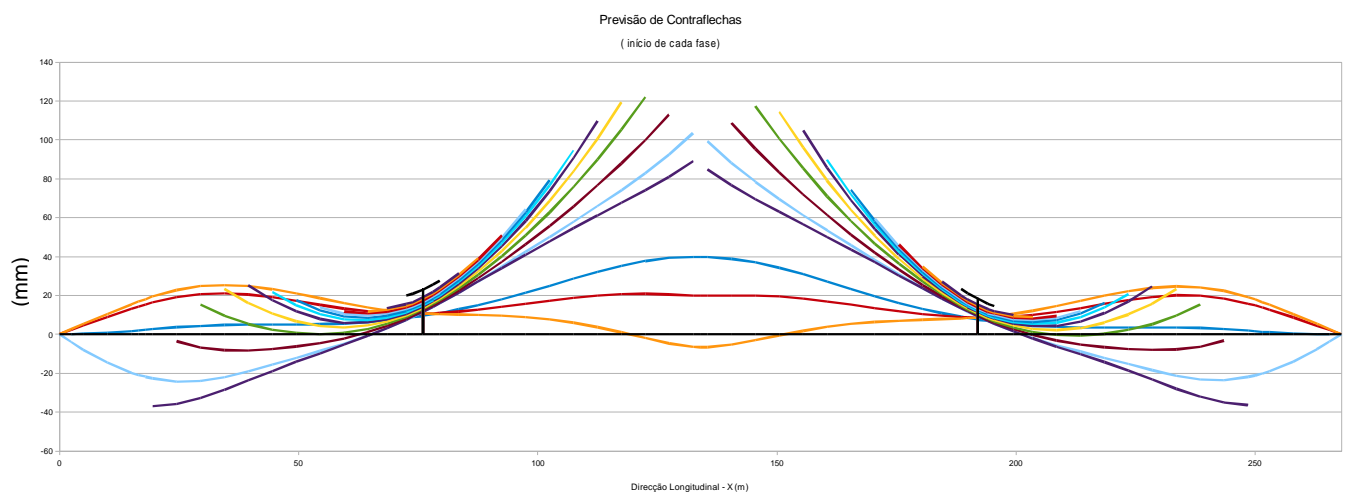


Figura 31: Plano de Contraflechas

No gráfico anterior as curvas representadas correspondem às anti-deformadas obtidas em cada uma das fases construtivas previstas para a execução do tabuleiro da ponte. Na fase de Projeto de Faseamento Construtivo o presente gráfico é apresentado e referido em mais detalhe.

Nas figuras seguintes apresentam-se, ainda, os valores das anti-deformadas para a Fase STG11, correspondente ao fim da construção da última aduela em consola e após a instalação do pré-esforço, e, a Fase STG33 correspondente ao fim da construção do todo o tabuleiro, ou seja, após o fecho central e a instalação do pré-esforço inferior do vão central (SENER/LCW, 2010).

Referem-se os correspondentes valores obtidos:

Fase Construtiva STG11: $\Delta = 0.104$ m;

Fase Construtiva STG33: $\Delta = 0.04$ m.

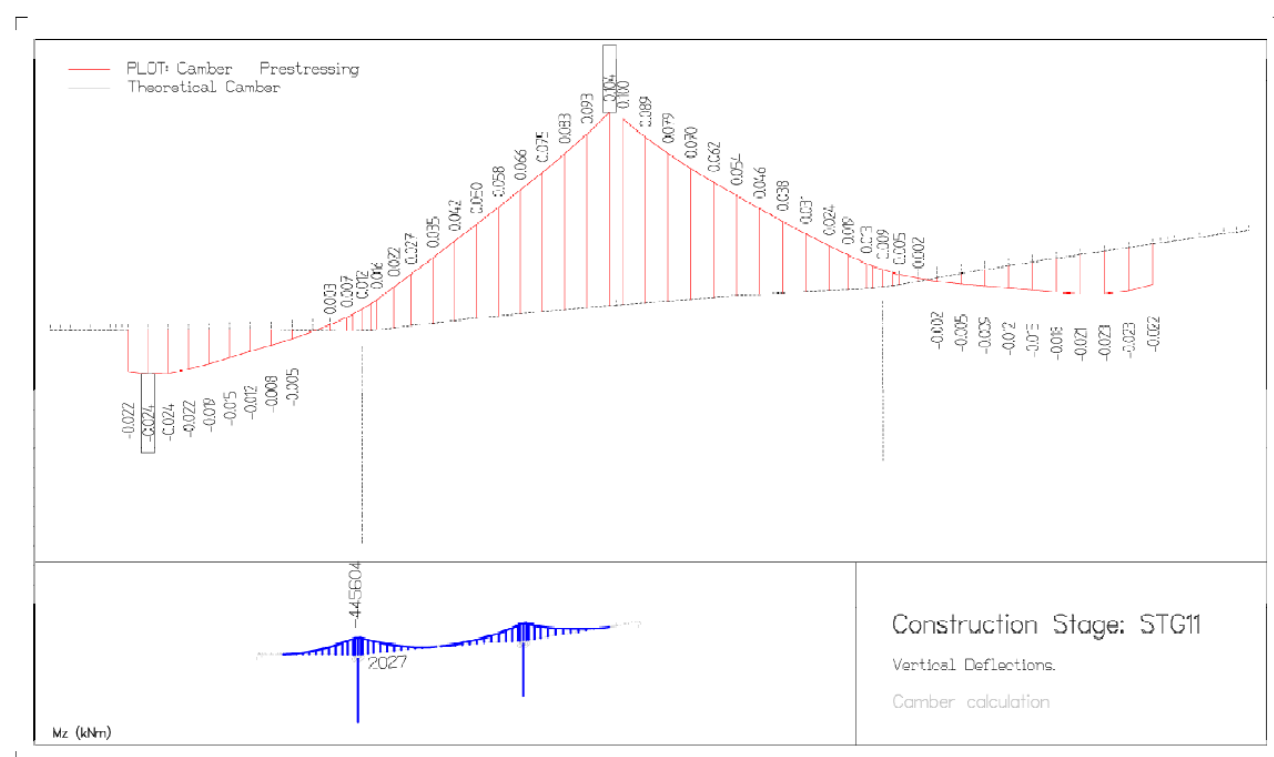


Figura 32: Anti-Deformada Fase Construtiva – STG11

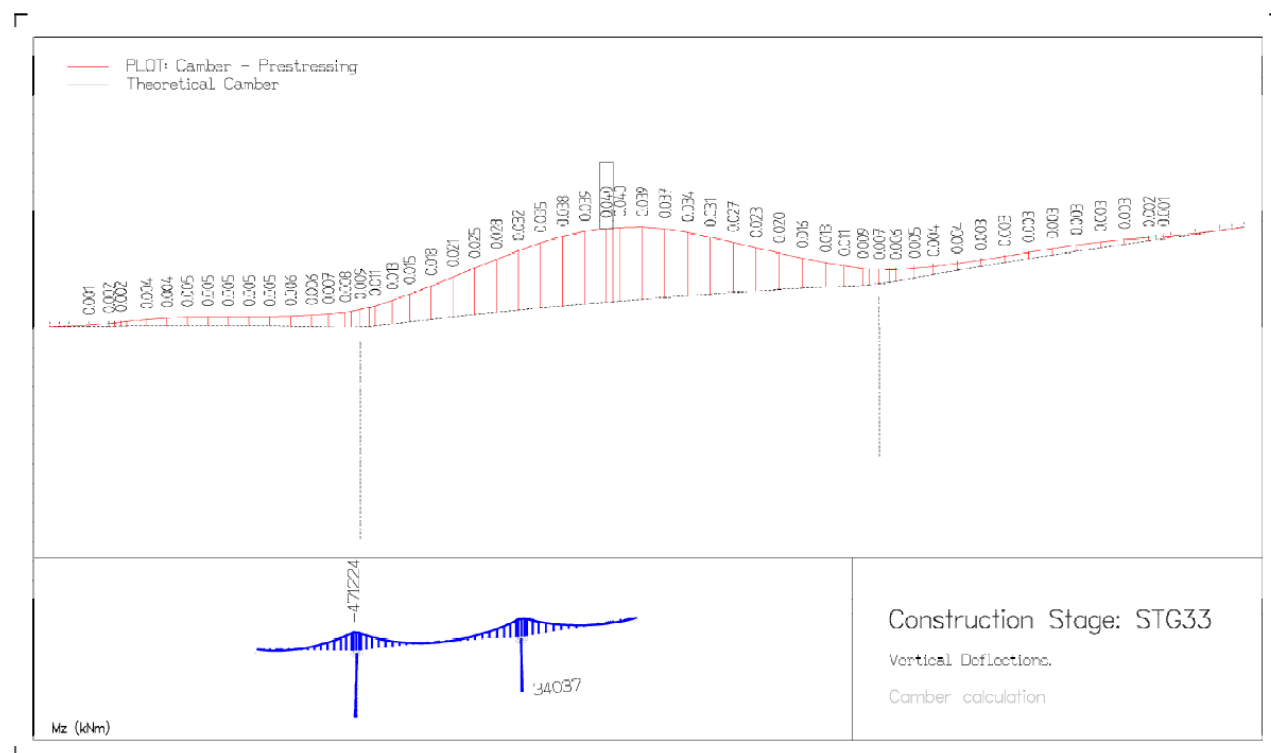


Figura 33: Anti-Deformada Fase Construtiva – STG33

Os valores das anti-deformadas para cada uma das fases construtivas são os indicados na tabela seguinte:

Tabela 4: Valores das Contraflechas do Projeto de Execução

CUADRO DE CONTRAFLECHAS (mm)																			
NODE	ELEM	X	AD0	AD1	AD2	AD3	AD4	AD5	AD6	AD7	AD8	AD9	AD10	AD11	FASE21	FASE31	FASE32	FASE33	100003
101	Cimbra	0.00													0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
102	Cimbra	2.50													-4.0	2.6	2.2	3.1	0.0
103	Cimbra	5.00													-7.9	5.3	4.4	3.3	0.0
104	Cimbra	10.00													-14.6	10.5	8.8	3.8	0.0
105	Cimbra	15.00													-19.8	15.4	13.0	1.6	0.0
106	Cimbra	16.50													-20.9	16.8	14.2	1.9	0.0
107	Cimbra	18.00													-21.9	18.1	15.3	2.2	0.0
108	AD11	19.50												-37.1	-22.7	19.3	16.3	2.6	0.0
109	AD10	24.50											-3.7	-35.8	-24.4	22.7	19.1	3.6	0.0
110	AD9	29.50										15.3	-6.8	-32.6	-24.1	24.7	20.7	4.3	0.0
111	AD8	34.50									23.3	9.4	-8.2	-28.6	-22.1	25.3	21.0	4.7	0.0
112	AD7	39.50								25.2	16.1	5.2	-8.3	-23.8	-19.1	24.7	20.4	4.9	0.0
113	AD6	44.50							21.6	17.5	10.6	2.4	-7.6	-18.9	-15.6	23.1	19.0	5.0	0.0
114	AD5	49.50						17.5	14.9	11.8	6.6	0.7	-6.3	-14.3	-12.1	21.0	17.1	5.0	0.0
115	AD4	54.50					13.7	12.2	10.2	7.8	4.2	0.1	-4.6	-9.9	-8.6	19.5	15.1	5.1	0.0
116	AD3	59.50				11.7	10.5	9.2	7.6	5.8	3.4	0.8	-2.3	-5.5	-4.9	19.0	13.2	5.5	0.0
117	AD2	64.50			11.7	10.6	8.5	7.3	6.0	4.5	2.8	1.0	-0.9	-0.7	-3.8	11.7	5.3	3.3	0.0
118	AD1	68.50		13.3	12.5	11.5	10.6	9.6	8.6	7.6	6.6	5.5	4.3	3.1	3.1	12.3	10.9	7.1	0.0
119	AD0	72.50	20.0	15.5	14.7	13.8	12.9	12.1	11.2	10.5	9.7	8.9	8.2	7.4	7.2	11.1	10.4	9.2	0.0
120	P1	76.00	23.0	19.0	13.2	17.3	16.5	15.7	14.9	14.2	13.5	12.9	12.2	11.6	11.4	10.6	10.5	9.4	0.0
121	P1	76.00	23.0	19.0	13.2	17.3	16.5	15.7	14.9	14.2	13.5	12.9	12.2	11.6	11.4	10.6	10.5	9.4	0.0
122	AD0	79.50	27.6	24.0	23.2	22.3	21.5	20.7	19.9	19.1	18.3	17.6	16.8	16.1	15.9	15.4	10.9	13.8	0.0
123	AD1	83.50		31.4	33.6	29.7	26.7	27.8	26.9	25.9	24.8	23.7	22.6	21.5	21.4	21.1	11.6	12.8	0.0
124	AD2	87.50			39.2	38.2	37.2	36.2	35.0	33.7	32.2	30.6	28.8	27.0	27.1	26.9	12.6	14.9	0.0
125	AD3	92.50				50.8	46.6	48.4	46.9	45.2	42.8	40.1	37.2	33.9	34.6	35.5	14.0	19.0	0.0
126	AD4	97.50					64.2	62.7	60.8	58.4	54.8	50.8	46.1	40.9	42.2	43.7	15.6	21.3	0.0
127	AD5	102.50						79.1	76.6	73.5	68.5	62.6	55.6	47.7	49.9	51.6	17.2	24.9	0.0
128	AD6	107.50							94.6	90.6	83.8	75.6	65.7	54.4	57.8	59.9	18.7	29.5	0.0
129	AD7	112.50								109.7	100.7	89.9	76.5	61.0	65.8	68.6	19.9	32.0	0.0
130	AD8	117.50									119.1	105.3	87.8	67.4	74.0	78.9	20.7	35.2	0.0
131	AD9	122.50										121.9	99.9	73.9	82.8	88.9	20.8	37.6	0.0
132	AD10	127.50											112.9	80.9	92.4	103.4	20.4	39.2	0.0
133	AD11	132.50												88.9			19.8	39.7	0.0
134	FC	134.00															19.7	39.6	0.0
135	FC	134.00															19.7	39.6	0.0
136	AD11	135.50												84.9	99.3	103.4	19.7	39.6	0.0
137	AD10	140.50											108.5	76.6	88.1	99.3	19.7	39.6	0.0
138	AD9	145.50										117.3	95.4	69.6	78.4	88.1	19.8	39.8	0.0
139	AD8	150.50									114.3	100.6	83.2	63.0	69.6	78.4	19.9	39.9	0.0
140	AD7	155.50								104.8	95.8	85.1	71.8	56.5	63.0	69.6	19.3	34.2	0.0
141	AD6	160.50							89.7	85.8	79.0	71.0	61.2	50.0	53.4	58.1	18.3	33.8	0.0
142	AD5	165.50						74.3	71.8	68.8	63.9	58.1	51.2	43.5	45.7	52.2	15.2	23.3	0.0
143	AD4	170.50					56.4	56.2	53.9	50.5	46.5	41.9	36.8	32.2	33.9	38.2	13.4	19.6	0.0
144	AD3	175.50				46.2	45.1	44.0	42.6	41.0	38.7	36.2	33.3	30.2	30.9	33.9	11.8	15.2	0.0
145	AD2	180.50			34.7	33.9	33.0	32.1	31.0	29.9	28.5	27.0	25.3	23.6	23.8	27.4	10.3	13.1	0.0
146	AD1	184.50		27.1	25.4	25.6	24.8	24.0	23.2	22.3	21.4	20.4	19.4	18.4	18.4	21.8	9.4	12.9	0.0
147	AD0	188.50	23.4	20.0	13.3	18.6	17.9	17.2	16.5	15.9	15.3	14.6	14.0	13.4	13.2	16.1	8.7	9.9	0.0
148	P2	192.00	18.2	15.2	14.5	13.8	13.1	12.5	11.9	11.3	10.8	10.2	9.7	9.2	9.0	9.5	8.4	7.5	0.0
149	P2	192.00	18.2	15.2	14.5	13.8	13.1	12.5	11.9	11.3	10.8	10.2	9.7	9.2	9.0	9.5	8.4	7.5	0.0
150	AD0	195.50	14.6	11.9	11.3	10.5	9.9	9.2	8.5	7.9	7.3	6.6	6.0	5.4	5.3	5.1	4.4	3.3	0.0
151	AD2	199.50		10.0	3.4	8.6	7.8	7.0	6.2	5.4	4.5	3.5	2.5	1.5	1.5	1.4	8.9	5.2	0.0
152	AD3	203.50			3.8	8.0	7.2	6.3	5.2	4.1	2.7	1.2	0.4	2.1	1.9	2.1	9.8	4.4	0.0
153	AD3	208.50				9.4	8.4	7.3	5.9	4.3	2.1	-0.4	-3.2	-6.3	-5.7	-4.5	11.5	3.7	0.0
154	AD4	213.50					11.9	10.6	8.8	6.6	3.2	-0.7	-5.3	-10.3	-9.0	-7.1	13.5	3.4	0.0
155	AD5	218.50						16.2	13.8	10.9	6.0	0.2	-6.6	-14.3	-12.1	-9.8	15.6	3.4	0.0
156	AD6	223.50							20.7	16.8	10.1	2.1	-7.6	-18.7	-15.4	-12.1	17.6	3.4	0.0
157	AD7	228.50								24.6	15.8	5.1	-8.1	-23.4	-18.6	-13.8	19.2	3.5	0.0
158	AD8	233.50									23.1	9.4	-7.9	-28.1	-21.4	-14.6	20.0	3.4	0.0
159	AD9	238.50										15.4	-6.4	-32.2	-23.3	-14.1	19.8	3.2	0.0
160	AD10	243.50											-3.3	-35.1	-23.6	-12.3	18.4	2.6	0.0
161	AD11	248.50												-36.5	-22.0	-9.0	15.8	1.8	0.0
162	Cimbra	250.00													-21.2	-7.8	14.8	1.5	0.0
163	Cimbra	251.50													-20.3	-5.5	13.7	1.3	0.0
164	Cimbra	253.00													-19.1	-5.2	12.6	1.0	0.0
165	Cimbra	258.00													-14.2	-0.3	8.6	0.4	0.0
166	Cimbra	263.00													-7.7	5.2	4.3	0.1	0.0
167	Cimbra	265.50													-3.9	2.6	2.1	0.0	0.0
168	Cimbra	268.00													0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

12. SÍNTESE DO CAPÍTULO

Na fase de desenvolvimento do projeto de execução e para a determinação do plano de contra-flechas ou anti-deformada para execução do tabuleiro da ponte, foram consideradas as ações dos pesos próprios e restantes ações permanentes; o pré-esforço, os seus efeitos isostáticos e hiperstáticos, tendo em conta que a aplicação do pré-esforço seria efetuada às 72 horas após a betonagem das aduelas.

Os efeitos diferidos da retração, fluência do betão e relaxação do aço de pré-esforço foram avaliados conforme a formulação estabelecida e prevista no EC2.

Como ações consideradas ainda com importância e influência na construção da ponte, foram analisados os resultados para o caso de um assentamento de apoio de 10 mm; para uma variação uniforme e diferencial de temperatura no tabuleiro, e estudado o comportamento da estrutura à ação de acidente, causada pela queda de um cembre móvel (um carro de avanços) quando da sua movimentação e posicionamento para a construção da última aduela do tabuleiro (AD11).

Os materiais de construção considerados para a execução do tabuleiro foram o betão C 45/55, o aço de pré-esforço em cordão Y 1860 S7 e em barra o aço Y1030H 32R, e, o aço A500 NR SD para armaduras ordinárias.

Para definição do peso dos carros de avanço considerou-se o valor de $Q = 1500 \text{ kN}$, para cada um dos cimbres móveis, assumiu-se que a construção seria realizada em simultâneo e simetricamente, com a utilização de dois pares de cimbres instalados a partir de cada um dos pilares.

Em cada par de aduelas, na fase $i + 1$ foram analisadas as seguintes situações:

- Estado de tensão anterior com a conclusão da aduela i , com a aplicação do pré-esforço;
- Retirada do cembre da extremidade da aduela $i-1$ e avanço para a extremidade da aduela i ;
- Betonagem da aduela $i+1$;
- Pré-esforço da aduela $i+1$;
- Efeitos Diferidos na fase $i+1$

O instante inicial da calendarização da construção corresponde à data de betonagem da aduela 0. Nesse instante, considerou-se que os pilares já apresentavam uma retração correspondente a 60 dias de construção. O prazo total admitido para execução da obra foi de 158 dias de calendário.

Em termos dos resultados das anti-deformadas obtidas, os principais valores correspondentes à fase STG11 (após a instalação do pré-esforço na última aduela em consola) e à fase STG33 correspondente ao fim da construção foram os seguintes:

Fase Construtiva STG11: $\Delta = 0.104 \text{ m}$;

Fase Construtiva STG33: $\Delta = 0.040 \text{ m}$.

MATERIAIS E EQUIPAMENTOS DE CONSTRUÇÃO

1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os dados de base ao desenvolvimento do Projeto de Faseamento Construtivo referem-se à caracterização das capacidades resistentes dos materiais que foram utilizados em obra, assim como, à caracterização dos equipamentos construtivos designados por carros de avanço utilizados no processo construtivo e à definição do programa de trabalhos pretendido pelo Adjudicatário da obra.

Na caracterização dos materiais, pretendeu-se chegar à obtenção de um betão da classe C45/55 para execução do tabuleiro, conforme o previsto no Projeto de Execução da obra.

Para isso, foram determinadas as curvas de endurecimento do betão, quer no que diz respeito à evolução da capacidade resistente, em termos do valor da tensão característica de rotura do betão à compressão, como em termos do valor do módulo de elasticidade do betão, trabalho desenvolvido pela Betão Liz (Betão LIZ, 2010).

No que diz respeito aos carros de avanço foram consideradas as cargas e posicionamentos estipulados pelo Adjudicatário e constantes do projeto do cimbria móvel apresentado pela empresa Soares da Costa (SOARES da COSTA, 2011).

Quanto ao traçado definitivo dos cabos de pré-esforço e à contabilização das perdas associadas foi tido em conta o projeto de aplicação de pré-esforço apresentado e desenvolvido pela empresa VSL, Sistemas de Portugal (VSL Sistemas Portugal, 2010).

Relativamente ao programa de trabalhos para definição temporal da execução dos trabalhos de construção do tabuleiro da ponte foi considerado o plano apresentado pelo empreiteiro e depois implementado em obra.

2. MATERIAIS

2.1. BETÃO

2.1.1. Resistência à Compressão

Com base, nos valores médios das tensões de rotura à compressão obtidos nos ensaios realizados sobre provetes cúbicos, e de acordo com o previsto na norma NP EN206-1, determinaram-se os valores característicos das tensões de rotura do betão pretendido para o tabuleiro.

A partir destes valores, estimou-se, à data da realização do ensaio, a classe de resistência do betão ensaiado.

No quadro e figura seguintes apresentam-se os resultados obtidos, estabelecendo-se a comparação com os valores determinados de acordo com o EC2, para um betão C45/55.

Tabela 5: Resistência do betão C45/55_obra (MPa)

dias		0	1	2	7	28
C45/55_obra	fcm,cube	0	37.3	48.1	59.1	69.5
	fck,cube	0	33.3	44.1	55.1	64.5
	fck	0	25.0	30.0	45.0	50.0
C45/55_EC2	fcm	0	22.5	30.6	43.4	53.0
	fck	0	14.5	22.6	35.4	45.0
k		0.000	1.728	1.326	1.271	1.111

Verifica-se que, o betão do tabuleiro C45/55, previsto aplicar em obra, apresenta valores de tensão de rotura à compressão superiores aos valores regulamentares expectáveis.

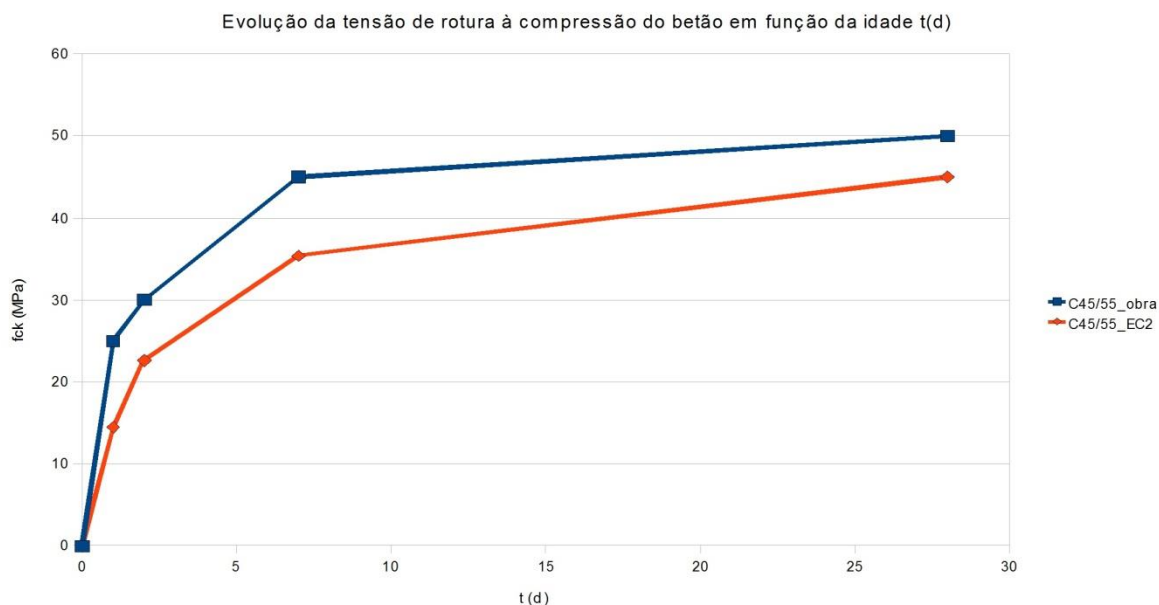


Figura 34: Resistência do betão C45/55_obra

Analisando, agora, a evolução do valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, f_{cm} (t), em função da idade do betão (t), os resultados obtidos foram os seguintes:

Tabela 6: Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, conforme EC2 (MPa)

dias		0	1	2	7	28
C45/55_EC2	fck	0	14.5	22.6	35.4	45
	fcm	0	22.5	30.6	43.4	53
C45/55_obra	fck	0	25.0	30.0	45.0	50.0
	fcm	0	33.0	38.0	53.0	58.0
C45/55_obra_calc	fck					50.0
	fcm	0	24.6	33.5	47.5	58.0

Os valores de C45/55_obra_calc correspondem aos considerados no modelo de cálculo desenvolvido. Resultam, assim, da aplicação da formulação do EC2, tendo em conta o resultado final do valor médio da tensão de rotura do betão, aos 28 dias, obtido em obra.

O valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, f_{cm} para as diferentes idades do betão foi determinado a partir de:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (\text{Equação 3})$$

$$\text{com, } \beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\}$$

onde, $\beta_{cc}(t)$ é um coeficiente dependente da idade do betão;

e, s um coeficiente que depende do tipo de cimento, neste caso = 0,20 para cimento da classe CEM 42.5 R.

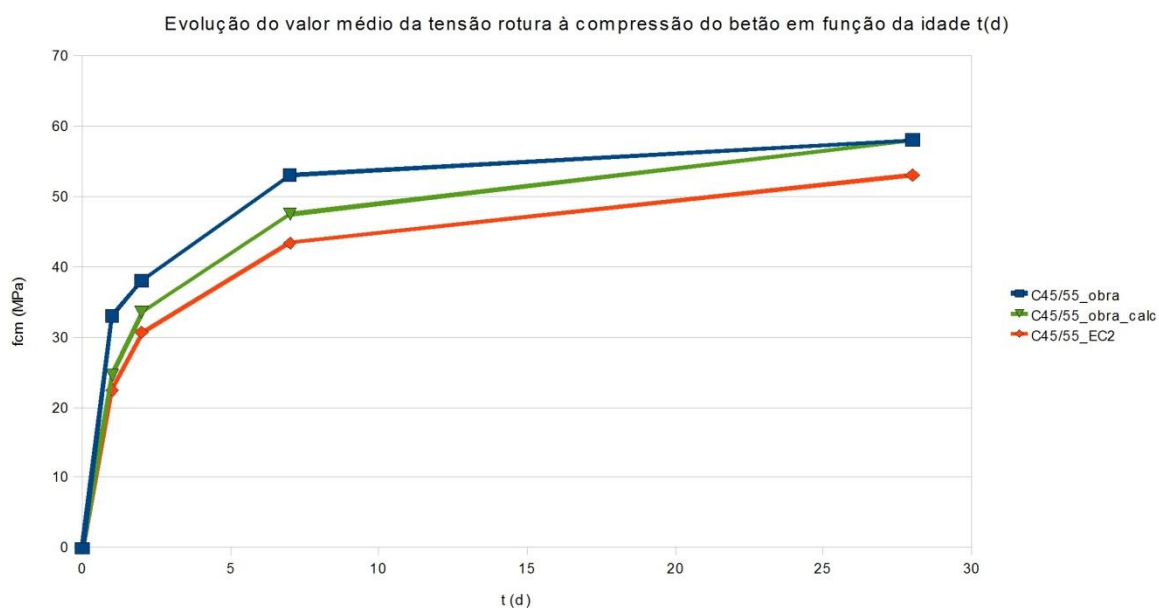


Figura 35: Evolução do valor médio da tensão de rotura do betão à compressão

Para a obtenção do valor de cálculo da tensão de rotura à compressão, temos que:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \times \frac{50}{1.5} = 28.3 \text{ MPa} \quad (\text{Equação 4})$$

com $\alpha_{cc} = 0.85$ e $\gamma_c = 1.5$.

O diagrama de relação extensões / tensões de cálculo considerado foi o seguinte:

Material ultimate diagram
EN Eurocode : C45/55obra



EPS	SIG	Delt-L	Delt-R	Delt-inp
-3.5e+00	-2.8e+04			No
-2.0e+00	-2.8e+04		+0.0e+00	Right
+0.0e+00	+0.0e+00			No
+2.5e+01	+1.0e+00			No

Figura 36: Diagrama de extensões / tensões C45/55_obra

2.1.2. Resistência à Tração

A determinação da resistência à tração do betão do tabuleiro, conforme preconizada no EC2, obtém-se a partir do valor da tensão de rotura à compressão f_{ck} , aos 28 dias, em provetes cilíndricos, nas equações:

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60 \quad (\text{Equação 5})$$

$$f_{ctm} = 2.12 \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60 \quad (\text{Equação 6})$$

Considerando-se que o betão previsto aplicar em obra é um betão próximo da classe de resistência C50/60, o valor médio da tensão de rotura à tração aos 28 dias de idade, é igual a:

$$f_{ctm} = 0.30 \times 50^{(2/3)} = 4.1 \text{ MPa} \quad (\text{Equação 7})$$

O valor de cálculo da tensão de rotura à tração, aos 28 dias de idade, vem, então, igual a :

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times \frac{f_{ctk;0.05}}{\gamma_c} = 1.0 \times \frac{2.9}{1.5} = 1.93 \text{ MPa} \quad (\text{Equação 8})$$

com, $\alpha_{ct}=1.0$, $\gamma_c=1.5$ e $f_{ctk;0.05} = 0.7 \times f_{ctm}$.

A evolução com o tempo, da resistência à tração é influenciada pelas condições de cura e de secagem, e, também, pelas dimensões dos elementos estruturais. Em primeira aproximação, poderá admitir-se que a resistência à tração $f_{ctm}(t)$ é igual a:

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \times f_{ctm} \quad (\text{Equação 9})$$

$\alpha = 1$, para $t < 28$;

$\alpha = 2/3$, para $t \geq 28$.

Assim, para verificação da tensão de tração que ocorre na subfase de aplicação do pré-esforço, temos, aos 3 dias, o seguinte valor:

$$f_{ctm}(3) = \left(\exp \left[0.2 \times \left(1 - \left(\frac{28}{3} \right)^{1/2} \right) \right] \right)^1 \times 4.3 = 0.663 \times 4.1 = 2.7 \text{ MPa} \quad (\text{Equação 10})$$

O valor de cálculo da tensão de rotura à tração, na data de aplicação do pré-esforço, vem, então, igual a:

$$f_{ctd}(3) = \alpha_{ct} \times \frac{f_{ctk;0.05}(3)}{\gamma_c} = 1.0 \times \frac{1.9}{1.5} = 1.27 \text{ MPa} \quad (\text{Equação 11})$$

com $\alpha_{ct}=1.0$, $\gamma_c=1.5$ e $f_{ctk;0.05} = 0.7 \times f_{ctm}$.

2.1.3. Módulo de Elasticidade

A variação do módulo de elasticidade, com o tempo, pode ser estimado por:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0.3} \times E_{cm} \quad (\text{Equação 12})$$

em que,

$E_{cm}(t)$ e $f_{cm}(t)$ são o módulo de elasticidade secante do betão e a tensão média de rotura do betão à compressão, na idade de t dias;

E_{cm} e f_{cm} os mesmos valores determinados à idade de 28 dias.

Os resultados obtidos foram os seguintes:

Tabela 7: Módulo de Elasticidade do betão C45/55_obra (MPa)

dias		0	1	2	7	28
C45/55_obra	(MPa)				27700	28500
C45/55_EC2	(MPa)	0	27828	30539	33904	36000
k					0.817	0.792
C45/55_obra_calc	(MPa)	0	22030	24177	26840	28500

Verifica-se que, os valores obtidos são inferiores aos regulamentares para a classe de betão C45/55, correspondendo a cerca de 80% do valor expectável.

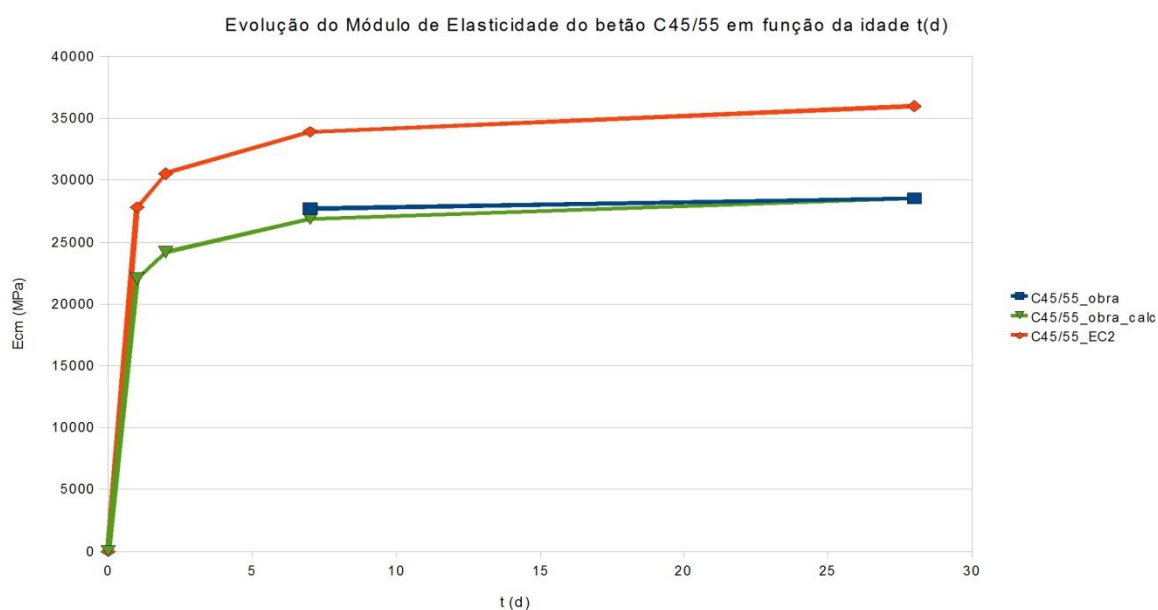


Figura 37: Módulo de Elasticidade do betão C45/55_obra

Refere-se que, à data da execução deste trabalho, apenas se dispunham de dois resultados de ensaios, um aos 7 dias e outro aos 28 dias.

2.2. AÇO DE ARMADURAS PASSIVAS

Para todos os elementos de betão as armadura passivas foram consideradas executadas em aço A500 NR SD, conforme previsto no projeto de execução oficial.

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa} ; \quad f_{yd} = 435 \text{ MPa} ; \quad E_s = 200 \text{ GPa}$$

2.3. AÇO DE ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO

O aço considerado para as armaduras de pré-esforço corresponde ao previsto no Projeto de Aplicação de Pré-Esforço – VSL Sistemas Portugal, que está de acordo com a especificação LNEC E453-2002 e a prEN 10138-3 em cordões Y1860 S7 15.2.

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa} ; \quad f_{p0.1k} = 1600 \text{ MPa} ; \quad E_p = 195 \text{ GPa}$$

3. EQUIPAMENTOS CONTRUTIVOS

3.1. CARRO DE AVANÇOS

Para a ação do peso do cimbra que irá permitir a construção das diferentes aduelas admitiu-se o valor constante no Projeto de Cimbra e Cofragem elaborado pelo Adjudicatário da obra, de $Q = 530 \text{ kN}$, para cada um dos carros.

O avanço da construção é efetuado em simultâneo e simetricamente, iniciando-se a construção a partir do Pilar P2.

Os valores das reações consideradas são os seguintes:

Tabela 8: Reações do Peso do Cimbra

Peso do Cimbra Móvel			
Aduela	Totais-frente (kN)	Totais-traseira (kN)	Totais (kN)
AD	820.0	-290.0	530.0

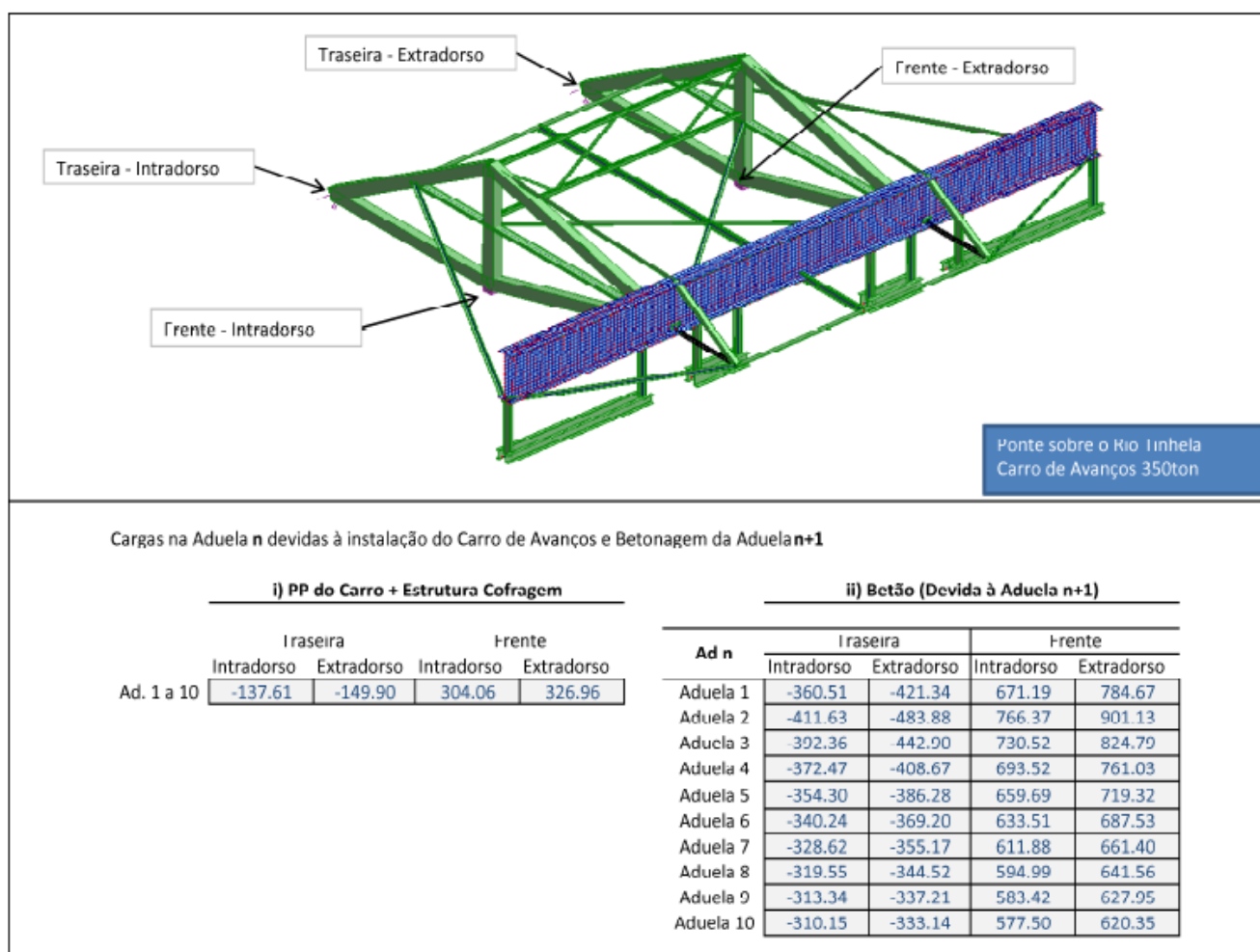
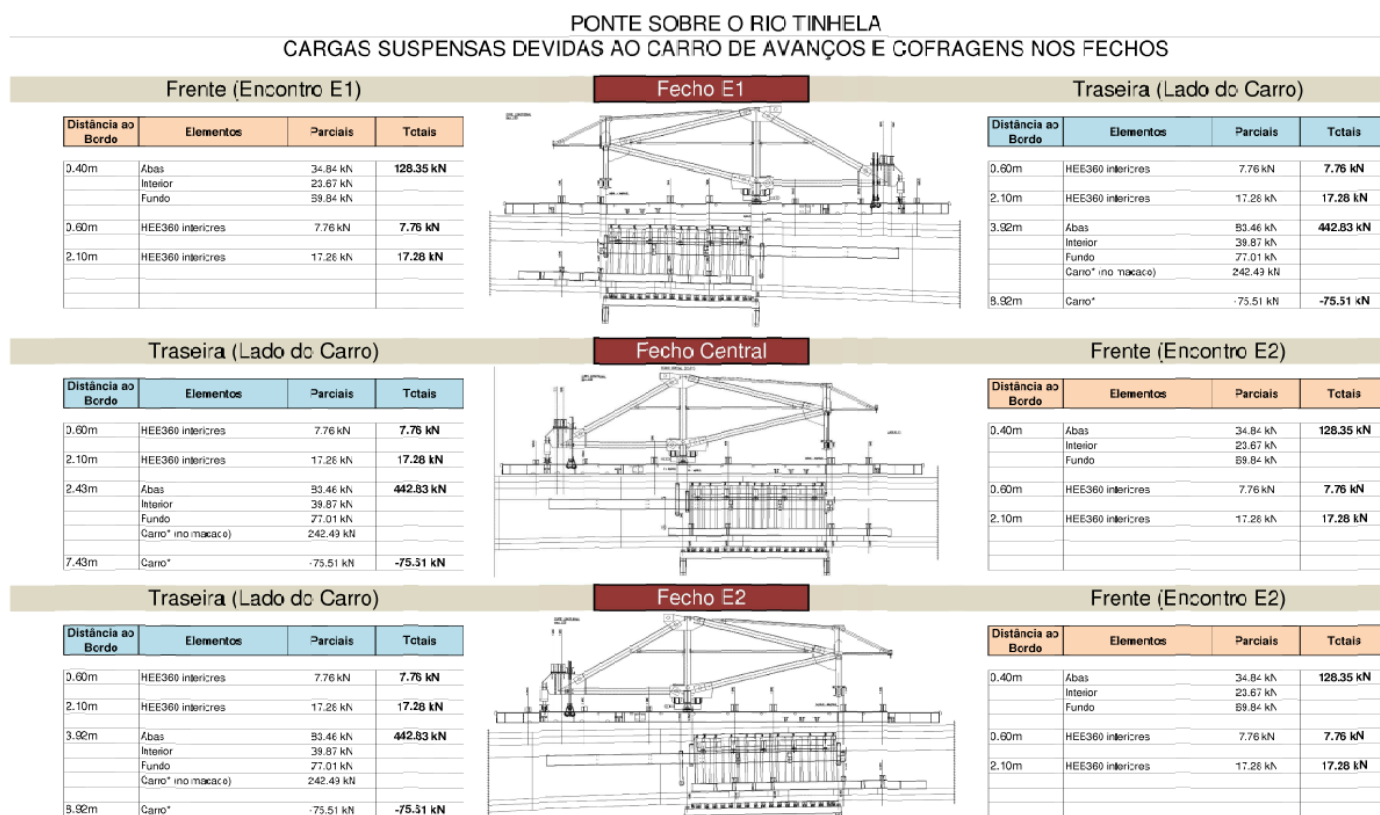


Figura 38: Definição do Cimbra Móvel: Projeto de Cimbra e Cofragem

Foram ainda analisados os casos particulares para a realização dos fechos laterais junto aos encontros e fecho central. O resumo dos carregamentos obtidos para a realização dos fechos são os que se apresentam na figura seguinte:



*NOTA: As cargas relativas ao Peso Próprio da Estrutura Principal do Carro só deverão ser consideradas caso o mesmo não seja removido antes da betonagem do fecho. Esta questão deverá ser confirmada com a Direcção de Obra.

Figura 39: Cargas suspensas nos Fechos: Projeto de Cimbra e Cofragem

4. PROGRAMA DE TRABALHOS

4.1. CALENDARIZAÇÃO

A calendarização adotada para a sequência construtiva foi a constante no Plano de Trabalhos da Obra desenvolvido pelo Adjudicatário.

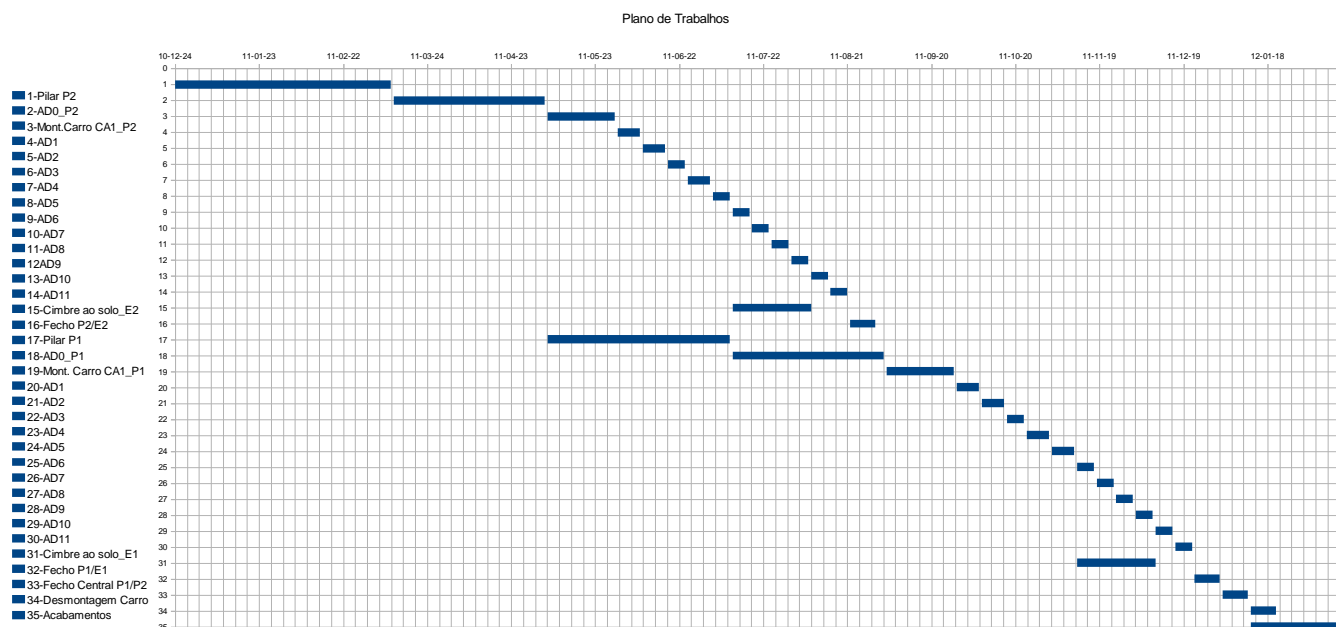


Figura 40: Plano de Trabalhos da Ponte sobre o rio Tinhela

A duração estimada para construção da obra foi de 14 meses (420 dias).

A construção processou-se de forma simétrica, com a utilização de apenas **um par de cimbres móveis**, tendo-se iniciado a construção em consola a partir do pilar P2, seguindo-se o fecho lateral junto a E2.

Foi, depois, feita a mudança do cembre móvel para execução em consola a partir do pilar P1 e efetuados os fechos lateral junto a E1 e fecho central.

Em cada fase construtiva de execução de uma aduela estão previstas as seguintes subfases:

- Realização da betonagem da aduela i ($t=0d$);
- Aplicação do pré-esforço na aduela i ($t=3d$);
- Posicionamento do carro para execução da aduela $i+1$ ($t=4d$).

Os ciclos de execução previstos são de 7 e 9 dias, conforme constante do programa de trabalhos.

Seguidamente é apresentado quadro com todas as fases construtivas simuladas no modelo de análise estrutural:

Tabela 9: Fases Construtivas

Stage (STG)	Actividade	Descrição	Inst. (dias)	Dur. (dias)
STG	Pilar P1 e P2	Fundações dos Pilares P1 e P2	0	26
STG-1	Pilar P1 e P2	Elevação dos Pilares P1 e P2 (1ºtroço)	26	26
STG-2	Pilar P1 e P2	Elevação dos Pilares P1 e P2 (2ºtroço)	52	26
STG-3	Pilar P1 e P2	Elevação dos Pilares P1 e P2 (3ºtroço)	78	55
STG0	AD0_P1 e AD0_P2	Execução das aduelas 0 sobre os Pilares P1 e P2	133	25
STG01	CA1_P1 e CA1_P2	Montagem do cimbre móvel sobre os pilares P1 e P2	158	9
STG1	AD1	Execução da aduela 1 das consolas sobre os pilares P1 e P2	167	9
STG2	AD2	Execução da aduela 2 das consolas sobre os pilares P1 e P2	176	9
STG3	AD3	Execução da aduela 3 das consolas sobre os pilares P1 e P2	183	9
STG4	AD4	Execução da aduela 4 das consolas sobre os pilares P1 e P2	192	7
STG5	AD5	Execução da aduela 5 das consolas sobre os pilares P1 e P2	199	7
STG6	AD6	Execução da aduela 6 das consolas sobre os pilares P1 e P2	206	7
STG7	AD7	Execução da aduela 7 das consolas sobre os pilares P1 e P2	213	7
STG8	AD8	Execução da aduela 8 das consolas sobre os pilares P1 e P2	220	7
STG9	AD9	Execução da aduela 9 das consolas sobre os pilares P1 e P2	227	7
STG10	AD10	Execução da aduela 10 das consolas sobre os pilares P1 e P2	234	7
STG11	AD11	Execução da aduela 11 das consolas sobre os pilares P1 e P2	241	9
STG20	Fecho P1/E1 e P2/E2	Betonagem dos Fechos Laterais P1/E1 e P2/E2	250	3
STG21	Fecho P1/E1 e P2/E2	Aplicação do Pré-Esforço Inferior nos tramos laterais	253	1
STG30	Fecho Central P1/P2	Betonagem do Fecho Central P1/P2	253	131-P2 10-P1
STG31	Fecho Central P1/P2	Aplicação do Pré-Esforço Inferior no tramo central	384	10
STG32	Desmontagem	Remoção do cimbre móvel	394	15

Stage (STG)	Actividade	Descrição	Inst. (dias)	Dur. (dias)
	m Carro			
STG33	Acabamentos	Execução dos acabamentos sobre o tabuleiro	409	10
STG34	10 000d	Análise dos efeitos diferidos desde o fim da construção até aos 10000 dias	419	9581
			10 000	

Legenda: Inst. - instante

Dur. – intervalo de duração

O desfaseamento temporal, entre a execução das duas consolas centrais é de 121 dias.

5. SÍNTESE DO CAPÍTULO

Tendo em conta o estudo de caracterização do betão para a construção do tabuleiro da obra, refere-se que, a partir da curva de endurecimento do betão e aos 28 dias após betonagem, em termos do valor da tensão característica de rotura do betão à compressão, este apresenta um valor cerca de 11% superior ao expectável na fase de Projeto de Execução e conforme EC2. Em termos do valor do módulo de elasticidade o valor obtido foi cerca de 20% inferior.

Resumem-se de seguida os valores obtidos:

C45/55 – EC2: $f_{ck,28d} = 45 \text{ MPa}$; C45/55 – Obra: $f_{ck,28d} = 50 \text{ MPa}$;

C45/55 – EC2: $E_{c,28d} = 36 \text{ GPa}$; C45/55 – Obra: $E_{c,28d} = 28,5 \text{ GPa}$

Relativamente ao peso do carro de avanços adotado em obra, a partir do Projeto de Cimbra e Cofragem elaborado pelo Adjudicatário, obteve-se o valor de $Q = 530 \text{ kN}$, para cada um dos carros, valor substancialmente inferior ao considerado na fase de Projeto de Execução ($Q = 1500 \text{ kN}$).

Também no que diz respeito à calendarização prevista pelo Adjudicatário, este prevê a utilização de apenas uma par de cimbra móveis em obra, o que conduzirá a um desfaseamento temporal, entre a execução das duas consolas centrais de 121 dias.

A duração estimada para a construção do tabuleiro foi de 14 meses, cerca de 420 dias, contra os 158 dias inicialmente previsto na fase de projeto de execução.

Mantem-se o ciclo previsto de 7 dias (1 semana) para a movimento dos carros de avanço e execução das aduelas.

Em cada fase construtiva de execução de uma aduela estão previstas as seguintes subfases:

- Realização da betonagem da aduela i ($t=0d$);
- Aplicação do pré-esforço na aduela i ($t=3d$);
- Posicionamento do carro para execução da aduela $i+1$ ($t=3d$).

Os ciclos de execução previstos são de 7 e 9 dias, conforme constante do programa de trabalhos do Adjudicatário.

A execução da Aduela 0 será realizada ao fim de 133 dias do início da construção do pilar.

Nesta fase de desenvolvimento do projeto o prazo total previsto para a construção da obra foi de 420 dias.

O PROJECTO DE FASEAMENTO CONSTRUTIVO

1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Após efetuado o estudo da caracterização do betão, conhecido o projeto do cimbres móvel, com definição dos valores das cargas atuantes e seu posicionamento sobre o tabuleiro, o projeto de aplicação de pré-esforço e por fim estabelecido o programa de trabalhos deu-se início ao desenvolvimento do Projeto de Faseamento Construtivo da Ponte do Tinhela (SENER/LCW, 2011).

O objetivo foi fornecer os valores de contraflechas ou anti-deformada relativa às deformações e rotações necessários ao posicionamento do cimbres móvel, para execução do tabuleiro da ponte, assim como, efetuar algumas análises de sensibilidade e de controlo, correspondentes a diferentes cenários e a diferentes etapas do faseamento construtivo.

Pretendia-se que, a obra fosse construída por forma a garantir que aos 10 000 dias, se obtivesse a rasante e a diretriz teórica do tabuleiro e os pilares verticais.

Apresenta-se, também, a verificação do estado tensional do tabuleiro durante a construção.

2. ANÁLISE ESTRUTURAL

A partir da atualização do modelo estrutural do projeto de execução, tendo em conta os novos pressupostos e parâmetros de cálculo, foi desenvolvido um modelo de pórtico tridimensional reticulado, constituído por barras de características geométricas e mecânicas correspondentes aos elementos representados, o qual é evolutivo de acordo com a cronologia de construção proposta pelo Adjudicatário da obra.

Na definição das diversas fases do processo construtivo, foram considerados os instantes que constituem as diferentes fases previstas no Plano de Trabalhos da Empreitada.

Tendo por base o mesmo ciclo construtivo, na fase $i + 1$, correspondente à construção do tabuleiro foram verificadas as tensões nas fibras superior e inferior e controladas as deformações da estrutura, para as seguintes situações:

- Execução aduela i e aplicação do pré-esforço;
- Posicionamento para a execução da aduela $i+1$;
- Betonagem da aduela $i+1$;
- Pré-esforço da aduela $i+1$;
- Efeitos Diferidos na fase $i+1$

Em cada instante, as variações de tensões foram calculadas e adicionadas aos valores existentes. Apenas se considerou as deformações devidas à flexão e esforço normal.

A ação do pré-esforço foi introduzida tendo em conta as áreas e os traçados geométricos dos cabos, em planta e em perfil longitudinal, bem como, a atenção de instalação do pré-esforço e as suas perdas instantâneas.

Através, do programa de cálculo RM Bridge (Bentley RM Bridge, 2009), os efeitos diferidos da retração, fluência e relaxação dos cabos de pré-esforço foram determinados, com base na formulação estabelecida no EC2-Projeto de Estrutura de Betão e tendo em conta a caracterização dos materiais apresentados no capítulo anterior.

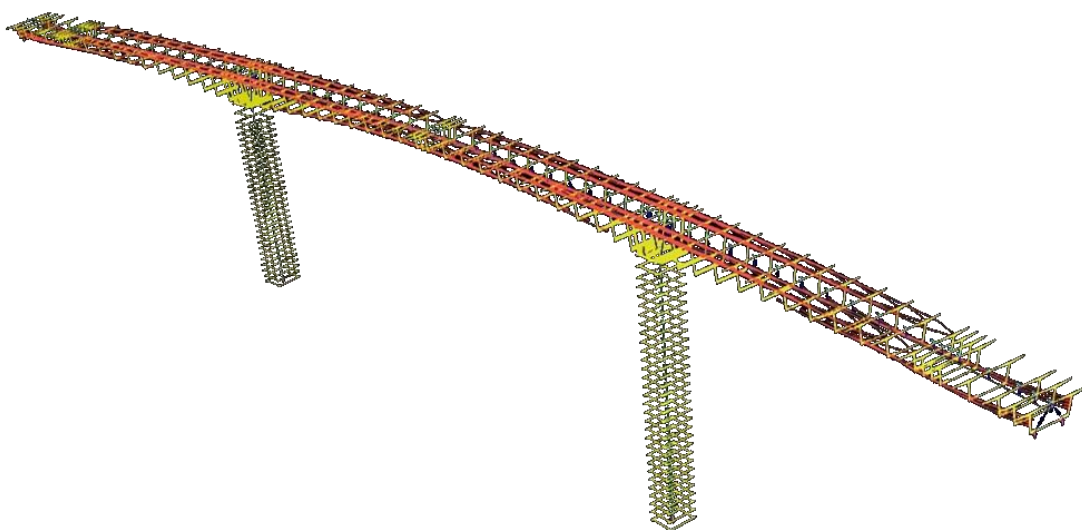


Figura 41: Modelo de cálculo global

Após a realização de cada um dos fechos laterais e central, o tabuleiro passa a estar, também, apoiado nos encontros através de aparelhos de apoio unidireccionais. As ligações dos pilares à fundação foram consideradas encastradas na base.

3. PROGRAMA DE TRABALHOS

A construção processa-se de forma simétrica, com a utilização de apenas um par de cimbres móveis, iniciando-se a construção em consola a partir do pilar P2, seguindo-se o fecho lateral junto a E2.

É, depois, feita a mudança do cimbra móvel para execução em consola a partir do pilar P1 e efetuados os fechos lateral junto a E1 e por fim o fecho central. A calendarização segue o Plano de Trabalhos da Obra já apresentado no ponto 4 do capítulo anterior.

4. MATERIAIS

Na atribuição das características resistentes dos materiais utilizados foi tido em conta o estudo de caracterização do betão para construção do tabuleiro da obra, resumindo-se os principais valor obtidos:

C45/55 – Obra: $f_{ck,28d} = 50$ MPa; C45/55 – Obra: $E_{c,28d} = 28,5$ MPa

5. AÇÕES

5.1. PESO PRÓPRIO

O peso próprio do betão foi calculado com base nas características geométricas das secções considerando $\gamma = 25$ kN/m³.

As características geométricas e as propriedades mecânicas das diversas secções consideradas no cálculo, correspondem às definidas nos elementos das peças desenhadas do Projeto de Execução.

Para simulação da ação de betonagem foram consideradas as reações constantes do projeto de cimbra e cofragem elaborado pelo Adjudicatário da obra, sendo os valores adotados, os seguintes:

Tabela 10: Reações dos Pesos de Betão das Aduelas

Pesos de Betão			
Aduela	Totais-frente (kN)	Totais-traseira (kN)	Totais (kN)
AD0			1390.0
AD1	2100.0	-780.0	1320.0
AD2	2490.0	-950.0	1540.0
AD3	2320.0	-880.0	1440.0
AD4	2180.0	-820.0	1360.0
AD5	2060.0	-780.0	1280.0

Pesos de Betão			
Aduela	Totais-frente (kN)	Totais-traseira (kN)	Totais (kN)
AD6	1980.0	-750.0	1230.0
AD7	1910.0	-720.0	1190.0
AD8	1850.0	-700.0	1150.0
AD9	1810.0	-690.0	1120.0
AD10	1790.0	-680.0	1110.0
AD11			

5.2. PESO DO CIMBRE

Para a Ação do peso do cimbra que irá permitir a construção das diferentes aduelas admitiu-se o valor constante no Projeto de Cimbra e Cofragem elaborado pelo Adjudicatário da obra, de $Q = 530 \text{ kN}$, para cada um dos carros.

O avanço da construção é efetuado em simultâneo e simetricamente, iniciando-se a construção a partir do Pilar P2.

5.3. PRÉ-ESFORÇO

Foram consideradas as características do aço de pré-esforço estabelecidas no Projeto de Aplicação de Pré-Esforço elaborado pela VSL – Sistemas Portugal (VSL Sistemas Portugal, 2010).

Assim, o aço de pré-esforço em cabos considerado, foi do tipo Y1860 S7 15.2, sendo a força instalada cerca de 75% da força de rotura. Considerou-se a utilização de cordões de 0,6" com uma área de 140 mm^2 .

Como características do sistema de pré-esforço tomou-se:

- ♦ Módulo de elasticidade = 195 GPa ;
- ♦ Tensão limite convencional de proporcionalidade a $0.1\% = 1600 \text{ MPa}$;
- ♦ Tensão de rotura = 1860 MPa ;
- ♦ Reentrada dos cabos = 6 mm ;
- ♦ Coeficiente de atrito: $\mu = 0,20$; rad^{-1} ;
- ♦ Desvio angular parasita: $k = 0,005 \text{ rad/m}$;
- ♦ Relaxação às 1000 h a 0.70 da $Tr = 2.5\%$.

As perdas instantâneas foram calculadas conforme a seguir se descreve:

- ♦ - Perdas por Atrito

A perda de tensão devida ao atrito ao longo das bainhas dos cabos de pré-esforço é dada pela expressão:

$$\Delta\sigma_{po,fr}(x) = \sigma_{p0'} \times [1 - e^{[-\mu(\beta+kx)]]} \quad (\text{Equação 13})$$

onde,

x = representa a distância da secção considerada à extremidade em que é aplicado o pré-esforço;

$\sigma_{p0'}$ = representa o valor da tensão de tração (positiva) correspondente ao pré-esforço na origem, $P0'$;

μ = representa o coeficiente de atrito em curva entre o cabo e a bainha;

β = representa a soma dos valores absolutos, em radianos, dos ângulos de desvio do traçado do cabo ao longo da distância x ;

k = desvio angular parasita por unidade de comprimento.

♦ - Perdas por Reentrada de Cabos

Durante a fixação dos cordões de pré-esforço à ancoragem, as cunhas reentram 0.006m, dando origem a uma perda de tensão que é máxima na extremidade de puxe do cabo e decresce, devido ao atrito para o interior do elemento, podendo mesmo anular-se a partir de uma determinada distância da extremidade.

A distância da extremidade (w) a partir da qual as perdas por reentrada de cabos se anulam pode obter-se pela expressão:

$$w = \sqrt{\frac{\Delta L \times A_{sp} \times E_p}{p}} \quad (\text{Equação 14})$$

em que,

p = representa a perda de força por atrito por metro, dada por $p = \frac{P_0' - P_x}{x}$;

ΔL = representa o comprimento de reentrada dos cordões.

A perda de força na ancoragem é dada por $\Delta P = 2pw$.

Manteve-se o número total de cabos de pré-esforço previsto para o tabuleiro, bem como a sua distribuição pelas sucessivas aduelas, com apenas pequenas alterações na disposição de alguns cabos, de modo a acomodar alguns desvios locais para passagem das fixações dos carros de avanço, sem influência no estado tensional global do tabuleiro.

Nas figuras seguintes apresentam-se dois exemplos dos diagramas de forças instaladas nos cabos de pré-esforço, obtidos para os cabos n.102 e n.201, superior e inferior do tramo central.

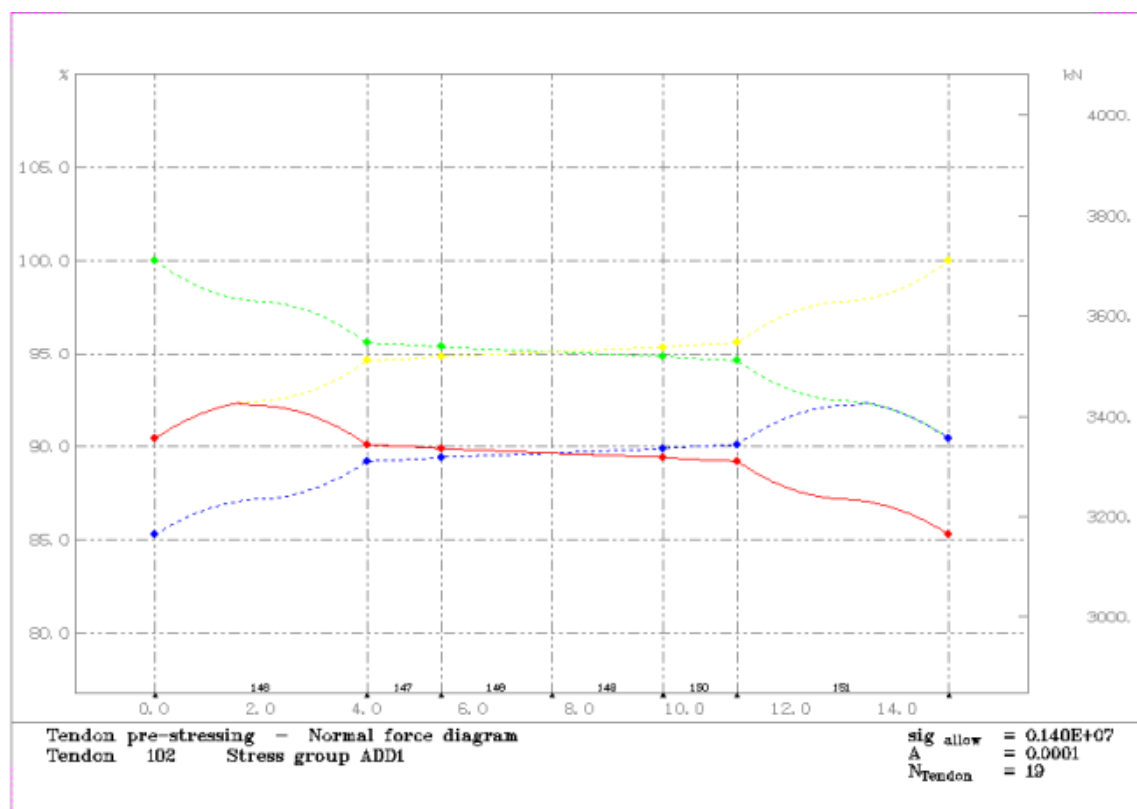
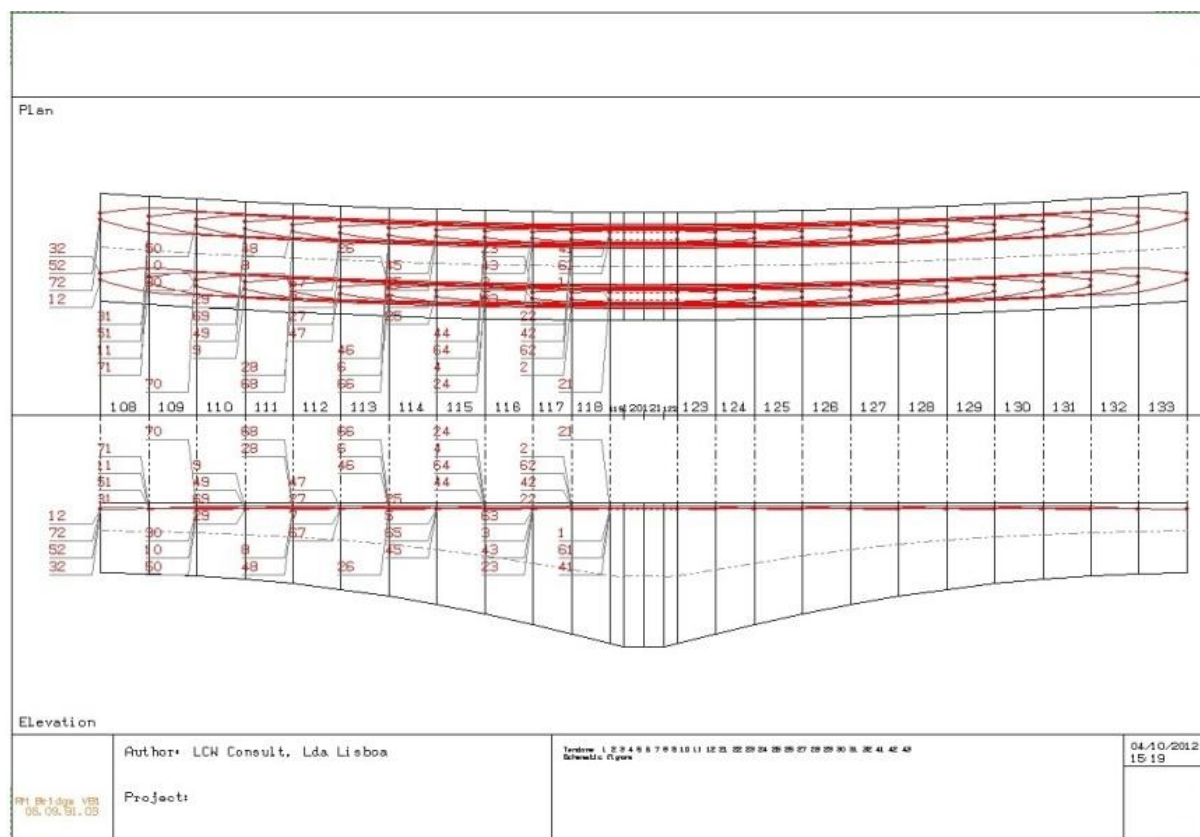


Figura 42: Cabos de Pré-Esforço – Perdas Instantâneas- Cabos Superiores

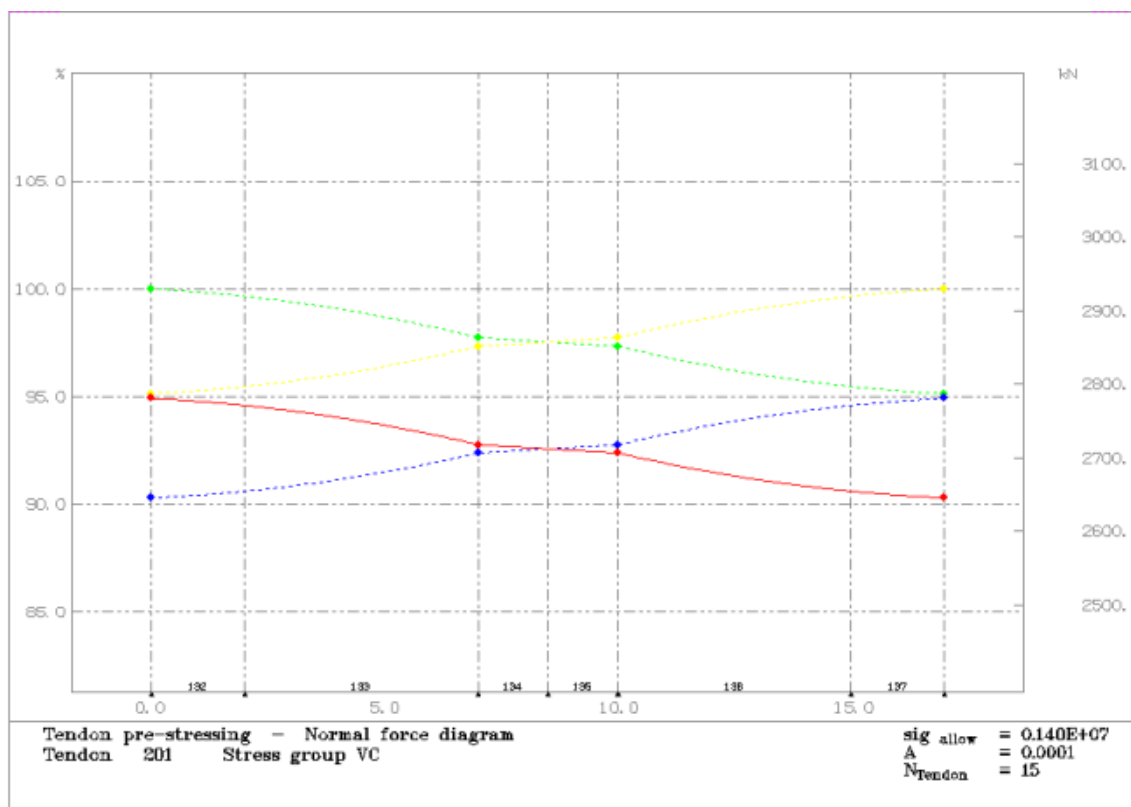
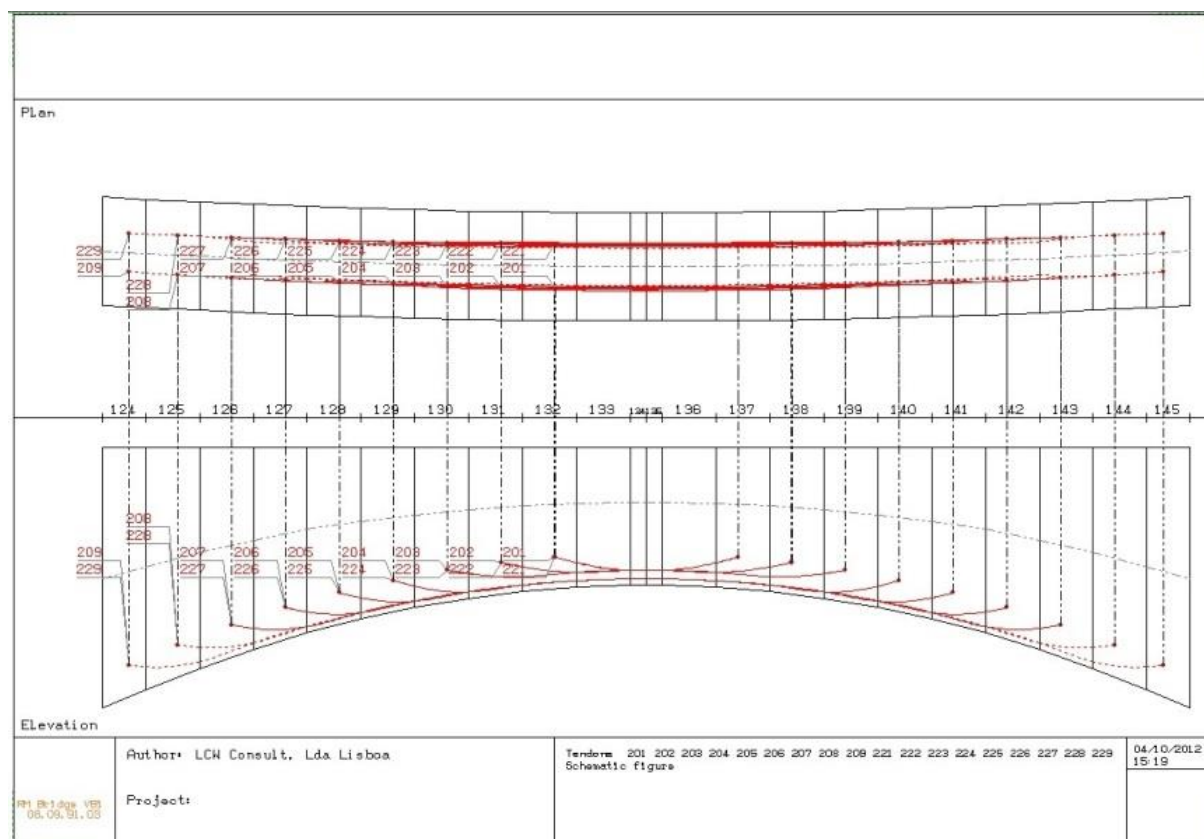


Figura 43: Cabos de Pré-Esforço – Perdas Instantâneas- Cabos Inferiores

5.4. EFEITOS DIFERIDOS

Os efeitos diferidos considerados foram a retração do betão, a fluência e a relaxação das armaduras.

Foram determinados diretamente pelo programa de cálculo automático, utilizando a formulação constante do EC2, como referido anteriormente.

Consultando os mapas fornecidos pelo Instituto de Meteorologia (site oficial) relativos às temperaturas médias mensais e às precipitações normais climatológicas das estações de Bragança e de Vila Real, foi considerado no modelo de análise estrutural elaborado, um valor de temperatura média ambiente de 15°C e uma humidade relativa de 70%.

A introdução desta ação é realizada fase a fase assumindo a calendarização já apresentada para a construção.

Na contabilização dos efeitos devidos à fluência do betão seguiu-se a formulação constante do Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão, designadamente o previsto no Anexo B - Extensões de fluência e de retração.

Assim, o coeficiente de fluência, $\varphi(t, t_0)$, foi calculado a partir de:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0) \quad (\text{Equação 15})$$

com,

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0)$$

- φ_{RH} = fator que tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência.

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \times \sqrt[3]{h_0}} \times \alpha_1 \right] \times \alpha_2 \text{ para } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (\text{Equação 16})$$

RH = humidade relativa do meio ambiente = 70%.

- $\beta(f_{cm})$ = fator que tem em conta a influência da resistência do betão no coeficiente de fluência convencional,

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (\text{Equação 17})$$

f_{cm} = valor médio da tensão de rotura à compressão aos 28 dias de idade ($f_{cm} = 58 \text{ MPa}$).

- $\beta(t_0)$ = fator que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento no coeficiente de fluência.

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} \quad (\text{Equação 18})$$

h_0 = espessura equivalente do elemento, em mm, em que:

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} \quad (\text{Equação 19})$$

A_c = área da secção transversal;

u = parte do perímetro do elemento, em contacto com o ambiente.

- $\beta_c(t, t_0)$ = coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento e que poderá ser estimado pela seguinte expressão:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0.3} \quad (\text{Equação 20})$$

em que,

t = idade do betão, em dias, na data considerada;

t_0 = idade do betão, em dias, à data do carregamento;

$t - t_0$ = duração não corrigida do carregamento, em dias.

β_H = coeficiente que depende da humidade relativa (RH em %) e da espessura equivalente do elemento (h_0 em mm).

Foi estimado a partir de:

$$\beta_H = 1.5 \times [1 + (0.012 \times RH)^{18}] \times h_0 + 250 \times \alpha_3 \leq 1500 \times \alpha_3 ; f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (\text{Equação 21})$$

$\alpha_{1/2/3}$ = coeficientes que têm em conta a influência da resistência do betão.

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7} ; \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2} ; \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5} \quad (\text{Equação 22})$$

A influência do tipo de cimento no coeficiente de fluência do betão foi considerada na correção da idade à data do carregamento t_0 , de acordo com a seguinte expressão:

$$t_0 = t_{0,T} \times \left[\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1.2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0.5 \quad (\text{Equação 23})$$

$t_{0,T}$ = idade do betão à data do carregamento, em dias, corrigida em função da temperatura na maturidade do betão.

$$t_{0,T} = e^{-\left(4000/[273+T(t_0)]^{-13.65}\right)} \times t_0 \quad (\text{Equação 24})$$

α = expoente que é função do tipo de cimento;

$\alpha = 1$, para cimento de resistência CEM 42.5R (Classe R).

Para a contabilização dos efeitos devidos à retração, a extensão total da retração vem dada por:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (\text{Equação 25})$$

ε_{cs} = extensão total da retração;

ε_{cd} = extensão da retração por secagem;

ε_{ca} = extensão da retração autogénea.

A evolução com o tempo da extensão de retração por secagem é obtida por:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \times K_h \times \varepsilon_{cd,0} \quad (\text{Equação 26})$$

K_h = coeficiente que depende da espessura equivalente, h_0 , de acordo com o quadro seguinte:

Tabela 11: Valores de K_h

h_0	K_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \times \sqrt{h_0^3}} \quad (\text{Equação 27})$$

em que:

t = idade do betão na data considerada, em dias;

t_s = idade do betão (dias) no início da retração, por secagem ou expansão (normalmente corresponde ao fim da cura);

h_0 = espessura equivalente (mm) de secção transversal = $2 A_c/u$.

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \times \left[(220 + 110 \times \alpha_{ds1}) \times \exp\left(-\alpha_{ds2} \times \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH} \quad (\text{Equação 28})$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \times \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (\text{Equação 29})$$

em que,

f_{cm} = valor médio da tensão de rotura do betão à compressão (MPa);

$f_{cm0} = 10$ MPa;

$\alpha_{ds1} = 6$ para cimento da classe R;

$\alpha_{ds2} = 0.11$ para cimento da classe R;

RH = humidade relativa ambiente (70%);

$RH_0 = 100\%$

A extensão de retração autogénea é obtida por:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (\text{Equação 30})$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} \quad (\text{Equação 31})$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2 \times t^{0.5}) \quad (\text{Equação 32})$$

em que, t é expresso em dias.

No que se refere ao ensaio realizado em laboratório, efetuado aos 28 dias de idade do betão, relativo à retração em prismas $15 \times 15 \times 60 \text{ cm}^3$ determinada a partir dos 2 dias de idade, o valor obtido foi de $378 \text{ } \mu\text{m}$. Utilizando a formulação prevista no EC2, e nas mesmas condições da amostra (RH=50%), o valor obtido para a extensão por retração foi de $454 \text{ } \mu\text{m}$.

Na contabilização dos efeitos devidos à relaxação das armaduras de pré-esforço seguiu-se também a formulação constante do Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão, designadamente o previsto no Anexo D – Método de cálculo pormenorizado das perdas de pré-esforço devidas à relaxação.

De acordo com o Projeto de Aplicação de Pré-Esforço (VSL), o aço de pré-esforço que irá ser aplicado em obra é da Classe 2 – Baixa Relaxação - com $\rho_{1000} = 2.5\%$. O parâmetro ρ_{1000} diz respeito à perda de pré-esforço verificada por relaxação (em %) às 1000 horas para uma força de pré-esforço de 70% da tensão de rotura e a uma temperatura média ambiente de 20°C (EN10138 – Ensaio de Relaxação Isotérmico).

As perdas por relaxação obtêm-se a partir de:

- Para armaduras da Classe 2,

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0.66 \times \rho_{1000} \times e^{9.1\mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} \times 10^{-5} \quad (\text{Equação 33})$$

em que:

$\Delta\sigma_{pr}$ = valor absoluto das perdas de pré-esforço devidas à relaxação;

σ_{pi} = valor absoluto da tensão inicial de pré-esforço após perdas instantâneas;

t = tempo depois da aplicação de pré-esforço (em horas);

$$\mu = \frac{\sigma_{pl} + \sum_{j=1}^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j}}{f_{pk}}$$
 em que f_{pk} é o valor característico da resistência à tração do aço de pré-esforço.

$$\rho_{1000} = 2.5 \%$$

5.5. RESTANTES CARGAS PERMANENTES

Nas restantes ações permanentes estão consideradas as ações do projeto de execução totalizando uma carga de 47.1 kN/m.

5.6. VARIAÇÃO DA TEMPERATURA AMBIENTE DE +/- 10°C

Foi analisada a influência, na deformação da estrutura, de uma variação da temperatura ambiente de: $\Delta T = \pm 10^\circ\text{C}$, para cada fase construtiva da obra.

6. ANÁLISE TENSIONAL DO TABULEIRO

Em anexo apresentam-se os diagramas de tensões nas fibras superior e inferior, para todas as secções do tabuleiro, nos instantes considerados e para a combinação permanente, resultante de:

- ♦ PP – peso próprio
- ♦ TR – cimbra móvel
- ♦ WC – betão fluido
- ♦ PRE – pré-esforço
- ♦ RAP – restantes cargas permanentes
- ♦ EDF – efeitos diferidos
- ♦ TMP – temperatura

Tabela 12: Combinações de Ações – Fase Construtiva

Factores	Acções						
	PP	TR	WC	PRE	RAP	EDF	TMP
ψ_0							
ψ_1							
ψ_2							
ψ_2 (sismo)							
Qk favorável	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00
Qk desfavorável	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
γ_Q favorável	1.00	1.00	1.00	0.90	1.00	0.00	0.00
γ_Q desfavorável	1.35	1.50	1.50	1.20	1.50	1.50	1.50
Cargas Perm.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	0.00/1.00

As tensões máximas obtidas em cada fase construtiva foram as seguintes:

Tabela 13: Tensões Atuantes no Tabuleiro (MPa)

Aduela	σ_{inf}		σ_{sup}	
	max	min	max	min
STG0	0.017	-0.016	0.017	-0.016
STG01	0.017	-0.015	0.018	-0.016
STG1	0.46	-0.18	-	-2.56
STG2	0.76	-0.40	-	-4.51
STG3	0.63	-0.89	-	-6.0
STG4	0.56	-1.52	-	-7.21
STG5	0.46	-2.32	-	-8.18
STG6	0.49	-3.24	-	-8.97
STG7	0.29	-4.40	-	-9.11
STG8	0.27	-5.67	-	-9.11
STG9	0.21	-7.10	-	-8.89
STG10	0.21	-8.68	-	-8.51
STG11	0.20	-8.39	-	-7.93
STG20	0.19	-8.50	-	-8.14
STG21	0.19	-9.51	-	-8.07
STG30	0.19	-10.09	-	-8.46
STG31	-	-9.41	-	-8.77
STG32	-	-9.32	-	-8.97
STG33	-	-9.79	-	-7.35
STG34	-	-9.77	-	-7.35

Verifica-se que, em algumas fases da construção da obra, surgem trações em zonas localizadas do tabuleiro, designadamente na fibra inferior na aduela que está a ser pré-esforçada.

Assim, a máxima tensão de tração, que se gera no tabuleiro, durante todo o processo construtivo, é de +0,76MPa.

Para o betão que se prevê aplicar em obra, à data de aplicação do pré-esforço ($t_0=3$ dias), o valor da tensão média de rotura à tração é de 2.7MPa.

Desta forma, considera-se não existirem problemas de fissuração no tabuleiro, durante a construção, apresentando-se este todo comprimido, no início da fase de exploração da obra. Garante-se, desta forma, a verificação da descompressão.

Com base nos mesmos valores, concluiu-se estar verificado o estado limite correspondente à tensão máxima de compressão no betão, inferior a $0.8x_{fcd}$, que no caso do presente betão tem o valor de, $0.8x_{fcd} = 26.6\text{MPa}$ (28 dias).

Como se pode verificar no quadro acima apresentado, a tensão máxima de compressão no betão obtida durante a construção é de 9.11MPa .

7. PLANO DE CONTRAFLECHAS OU ANTI-DEFORMADA

Os resultados dos cálculos efetuados para a determinação do posicionamento da cofragem e cimbra móvel, para execução das aduelas e a evolução da deformada até aos 10 000 dias (SENER/LCW, 2011). Nesta data, pretende-se que geometria da obra coincida com a teórica adotada – posição considerada indeformada, determinada pela diretriz, no eixo da estrutura, em termos planimétricos e pela rasante em termos altimétricos.

Os valores das contraflechas para posicionamento da cofragem e cimbra móvel, em cada uma das extremidades das consolas (juntas), para execução das aduelas são os seguintes:

Tabela 14: Contraflechas verticais - $v_{yG}(\text{mm})$

Aduela	Pilar P1		Pilar P2	
	E1	FC	FC	E2
AD1	24	39	30	19
AD2	23	45	35	19
AD3	24	55	44	20
AD4	26	66	54	24
AD5	32	79	66	31
AD6	40	93	78	38
AD7	49	107	92	47
AD8	53	118	101	52
AD9	54	124	105	52
AD10	47	120	101	45
AD11	30	105	84	27

E1 – lado do encontro E1

FC – lado do fecho central

Na figura seguinte apresentam-se em forma gráfica os resultados obtidos:

Posições de Betonagem e Evolução de deformadas até 10 000 dias

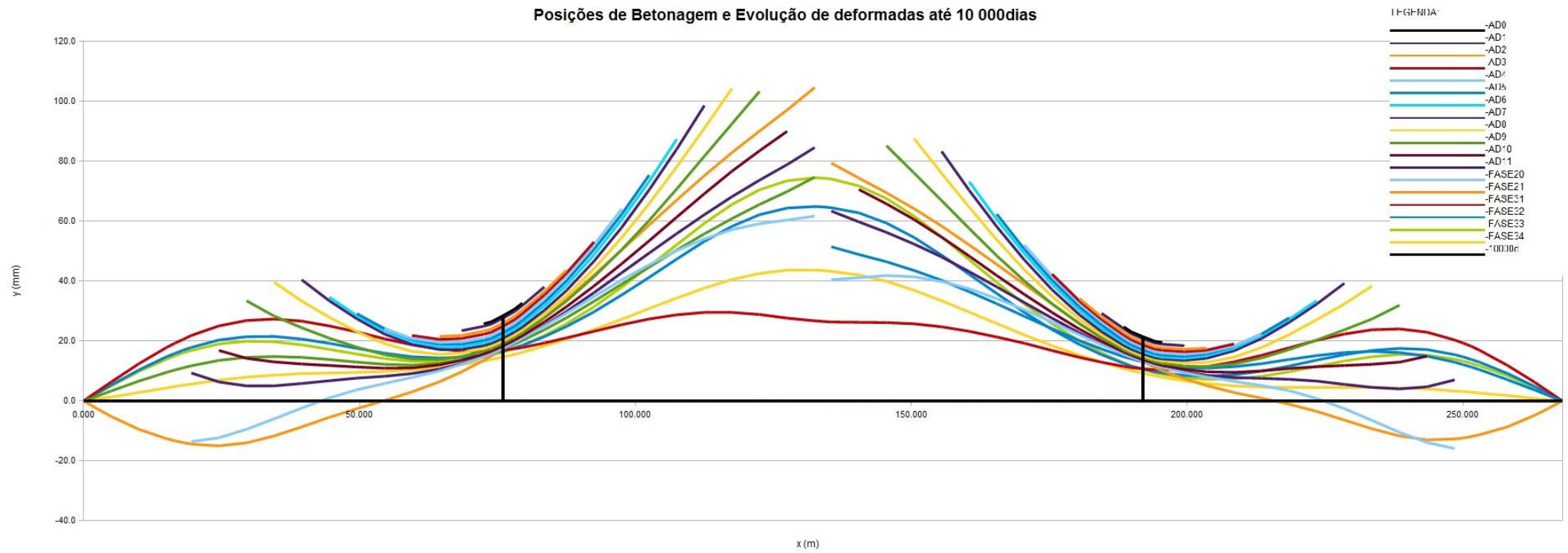


Figura 44: Posições de Betonagem e Evolução da Deformada até aos 10 000 dias

Desta forma referem-se os dois valores principais de contraflechas, o primeiro correspondente à contraflecha na ponta da consola imediatamente antes do fecho central, e, o segundo valor à contraflecha no final da construção imediatamente antes da colocação do pavimento rodoviário e acabamentos:

Fase Construtiva STG11: $\Delta = 0.105\text{m}$;

Fase Construtiva STG33: $\Delta = 0.075\text{m}$.

Os valores das contraflechas obtidos e fornecidos à obra são referidos no eixo da estrutura e no topo do tabuleiro – Ponto P.

P – ponto a que se refere a contraflecha do projeto de processo construtivo:

v_{yG} – contraflecha segundo a direção y-y' do referencial global – direção vertical;

v_{xL} – contraflecha segundo a direção x-x' do referencial local = direção longitudinal ou tangencial;

v_{zL} – contraflecha segundo a direção z-z' do referencial local = direção radial;

r_{xL} – rotação segundo o eixo x-x' do referencial local = rotação segundo a direção longitudinal da obra.

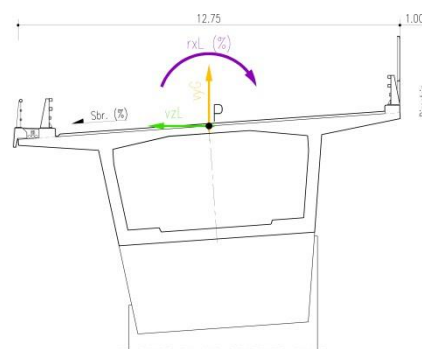


Figura 45: Posições de Betonagem e Evolução da Deformada até aos 10 000 dias

Os valores de contraflechas, deslocamentos em planta e rotações obtidos (v_{yG} , v_{xL} , v_{zL} e r_{xL}), dizem respeito a distâncias relativas à posição teórica (posição indeformada), determinada pela diretriz e pela rasante, no mesmo ponto P.

Estes valores foram fornecidos para todas as secções do tabuleiro analisadas e correspondentes às juntas de betonagem entre aduelas e em todas as fases e subfases construtivas consideradas, designadamente nas etapas de após betonagem, após aplicação de pré-esforço e avanço e posicionamento do carro de avanços.

Às contraflechas da estrutura da ponte foram adicionadas às resultantes da deformação do cimbra móvel.

8. SÍNTESE DO CAPÍTULO

Os materiais de construção adotados para o tabuleiro correspondem aos caracterizados pelo Adjudicatário da obra, tendo em conta o estudo de caracterização do betão C 45/55 do tabuleiro.

Para o peso dos carros de avanço considerou-se o valor de $Q = 530 \text{ kN}$, para cada um dos carros de avanço conforme definido pelo Adjudicatário, assumiu-se que a construção seria realizada em simultâneo e simetricamente com um par de cimbrês móveis, iniciando-se a construção a partir do pilar P2.

Foram fornecidos os valores de contraflechas, deslocamentos em planta e rotações obtidos (v_{yG} , v_{xL} , v_{zL} e r_{xL}), em todas as secções do tabuleiro correspondentes às juntas de betonagem entre aduelas e em todas as fases e subfases construtivas consideradas, designadamente nas etapas de após betonagem, após aplicação de pré-esforço e avanço e posicionamento do carro de avanços.

Os principais valores obtidos, correspondentes à Fase STG11 após a instalação do pré-esforço na última aduela em consola e à Fase STG33 correspondente ao fim da construção após o fecho central e a instalação do pré-esforço inferior do vão central foram:

Fase Construtiva STG11: $\Delta = 0.105\text{m}$;

Fase Construtiva STG33: $\Delta = 0.075\text{m}$.

Apesar de em fase de Projeto de Faseamento Construtivo terem sido adotados valores característicos de resistência do betão e cargas atuantes diferentes dos inicialmente previstos em fase de Projeto de Execução, obtiveram-se valores próximos para a anti-deformada imediatamente antes do fecho central e um valor superior de deformação no final da construção, devendo-se este último ao facto de o betão apresentar um módulo de elasticidade inferior repercutindo-se na ocorrência de maiores deformações em termos instantâneos e diferidos expectáveis desde o final da construção até aos 10 000 dias.

6

A FASE CONSTRUTIVA

1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Em fase de arranque de obra e em reunião inicial de planeamento dos trabalhos foi apresentado o projeto de faseamento construtivo, informadas as considerações e os pressupostos de cálculo, tendo em vista a implementação da regulação e controle do plano de contraflechas e anti-deformada pretendido para a obra.

Neste sentido, foram definidos os pontos de controlo topográfico na secção do tabuleiro por forma a, semanalmente, serem avaliadas as posições dos carros de avanço para a betonagem da aduela seguinte.

Foram, ainda, estudadas algumas variáveis atuantes e com eventual influência na alteração dos resultados das cotas topográficas, como uma variação uniforme de temperatura que se verificaria ao longo do ano e a instalação de sobrecargas de estaleiro não previstas e de auxílio à construção sobre o tabuleiro.

Foi estabelecido um sistema de coordenadas absolutas, e, transformados os valores de contraflechas e/ou anti-deformada do projeto de faseamento construtivo em coordenadas absolutas fáceis de serem levantadas no controlo topográfico que iria decorrer durante a obra.

Foram, desta forma, fornecidos à obra os mapas com as coordenadas absolutas (M e P) e as cotas altimétricas absolutas, para os pontos de controlo sobre o tabuleiro, em todas as aduelas e para todas as fases e subfases construtivas.

2. REGULAÇÃO E CONTROLE EM OBRA

Na implementação do projeto de faseamento construtivo em obra foi assegurada a sequência cronológica estabelecida no Programa de Trabalhos da Empreitada, garantindo-se a execução das tarefas previstas nos prazos estabelecidos, uma vez que, a ocorrência de eventuais atrasos, desig-

nadamente, nas datas previstas para a realização dos fechos laterais e central, produziram deformações que não poderiam ser recuperadas pela estrutura.

Durante a construção da obra, em cada fase construtiva, efetuou-se um controlo topográfico da deformação do tabuleiro, com a realização das leituras das seguintes subfases:

- Subfase1: Com o posicionamento do cimbra móvel para execução das aduelas (TR);
- Subfase 2: Após a betonagem e antes da aplicação do pré-esforço (BEG);
- Subfase 3: Após a aplicação do pré-esforço e antes do avanço do carro (PT).

Procurou-se que, todas as leituras topográficas registadas, em obra, fossem efetuadas de manhã, à mesma hora, antes do início dos trabalhos, de modo a minimizar a influência da variação da temperatura ao longo do dia.

As leituras foram efetuadas, em três pontos na secção transversal do tabuleiro, dois junto a cada um dos alinhamentos das almas e um terceiro no meio vão central da laje superior. Longitudinalmente, estes pontos localizaram-se próximo da extremidade de cada aduela (juntas de betonagem).

Na operação de instalação das marcas topográficas no tabuleiro, foi minimizado o erro local resultante da irregularidade da superfície do betão, através da execução de um atalochamento da superfície adequado, para instalação das marcas.

Os controlos topográficos de execução da estrutura tiveram os seguintes objetivos:

- Permitir regular os cimbres móveis e as cofragens antes de cada betonagem;
- Controlar a evolução do perfil longitudinal e diretriz, após cada etapa de construção;

Em caso da ocorrência de erros geométricos sistemáticos, seria necessário procurar as causas, que pudessem resultar de alterações de diversa índole, a saber:

- Densidade do betão;
- Espessura dos elementos estruturais;
- Peso dos cimbres móveis e dos dispositivos de fecho laterais ou central;
- Deficiente correção da temperatura;
- Sobrecargas de estaleiro não contabilizadas.

As posições de betonagem foram introduzidas nas etapas de posicionamento das cofragens do tabuleiro e cimbra móvel, em relação à situação de referência, através da contraflecha fornecida.

Às posições de betonagem foram ainda adicionadas as contraflechas resultantes da deformação do próprio cimbra móvel.

Foram também, registados os valores da temperatura e humidade relativa do ar ambiente à data do posicionamento do cimbra móvel.

Em todas as operações de betonagem foram ainda efetuados os registos de volumes de betão fornecidos e aplicados em obra.



Figura 46: Ponte sobre o rio Tinhela. Fase Construtiva

No que se refere às operações de cura do betão, consideradas de grande importância nas deformações que ocorrerão durante a construção da obra, foi seguido o previsto na norma NP ENV 13670, designadamente no que se refere ao controlo da temperatura e humidade relativa, durante a cura.

Os métodos de cura conduziram a baixas velocidades de evaporação e/ou mantendo as superfícies sempre húmidas, ficando garantidos os períodos mínimos de cura estabelecido na norma.

Também, nas operações de aplicação de pré-esforço foram efetuados os registos das forças aplicadas e dos alongamentos verificados, conforme previsto no Caderno de Encargos.

No que se refere ao controlo da altimetria do tabuleiro foram introduzidas duas variáveis de controlo a serem geridas em obra, uma que tem a ver com a temperatura ambiente a ser verificado quando do posicionamento do cimbra móvel e outra com o valor da sobrecargas de estaleiro instalada sobre o tabuleiro, em princípio referente ao posicionamento de geradores no meio vão da laje superior da viga caixão.

A contabilização destas duas variáveis obrigaria à correção da contraflecha para avanço e posicionamento do cimbra móvel.

3. PLANO DE CONTRAFLECHAS IMPLEMENTADO EM OBRA

3.1. PRESSUPOSTOS DE CÁLCULO

Para definição da geometria do tabuleiro e controlo do faseamento construtivo, em obra, foram considerados três pontos de controlo por secção transversal e em cada aduela do tabuleiro, um ponto em cada alinhamento de uma das almas do caixão e um no meio vão da laje superior entre almas. Considerou-se que os dois pontos de controlo principais corresponderiam aos dos alinhamentos das almas, uma vez que, o ponto central do tabuleiro teria deformações adicionais originadas por flexão transversal da laje, não tidas em conta na análise do modelo longitudinal do tabuleiro.

Desta forma, em obra, uma vez que os eixos da diretriz e rasante não são coincidentes, foram considerados os seguintes pressupostos de cálculo no controlo da deformação do tabuleiro durante a construção.

3.1.1. Diretriz (PLANTA)

- O eixo da estrutura (meio vão da laje superior do tabuleiro), distância à diretriz = -7.375 m (faixa rodoviária esquerda);
- Alma Sul (alma esquerda), distância à diretriz = -11.175 m;
- Alma Norte (alma direita), distância à diretriz = -3.575 m;
- Eixo da rasante, distância à diretriz = -1.50 m;

Os pontos relativos às almas norte e sul encontram-se afastados do eixo da estrutura de 3.80m.

3.1.2. Rasante (PERFIL)

- Eixo da Estrutura (meio vão da laje superior do tabuleiro), distância à rasante = 5.875 m;
- Alma Sul (alma esquerda), distância à rasante = 9.675 m;
- Alma Norte (alma direita), distância à rasante = 2.075 m;
- Sobrelevação Rodoviária = -7%.

No que se refere à rotação r_{xL} , que será necessário introduzir no tabuleiro durante a construção e devida à sobrelevação transversal rodoviária, esta tem como centro de rotação, o ponto P, correspondente, ao meio vão da laje superior do tabuleiro, e foi determinado o sentido positivo da rotação, o sentido horário.



Figura 47: Ponte sobre o rio Tinhela. Fase Construtiva

3.2. COORDENADAS ABSOLUTAS

No controlo planimétrico e altimétrico da construção do tabuleiro foram fornecidas à obra e em cada ponto de controlo do tabuleiro, as coordenadas absolutas no sistema WGS84 datum.

Os valores determinados tiveram por base as coordenadas absolutas resultantes do traçado rodoviário da autoestrada.

No cálculo dos valores das coordenadas absolutas a implementar durante a construção foi seguido o seguinte procedimento:

- a) Adicionou-se às cotas absolutas do centro, alma norte e alma sul, determinadas a partir do traçado rodoviário, as contraflechas v_{YG} , do ponto P;
- b) Efetuou-se a rotação r_{XL} , em torno do ponto P, determinando o valor final das cotas absolutas da alma norte e alma sul.

Os valores foram fornecidos para cada uma das subetapas de controlo do faseamento construtivo correspondentes a:

1. Avanço e posicionamento do cimbre móvel;
2. Após betonagem da aduela;
3. Após instalação do pré-esforço.

Nas tabelas seguintes apresentam-se excertos das tabelas de controlo topográfico fornecidos à obra, tanto para o controlo planimétrico como para o controlo altimétrico do tabuleiro.

Tabela 15: Planimetria: Quadro M,P_juntas




SUBCONCESSÃO AUTO-ESTRADA TRANSMONTANA
PONTE DE TINHELA

PILAR P1 -Coordenadas Absolutas (M e P) – MARCAS T

	Secção 4W		Secção 3W		Secção 3W		Secção 2W		Secção 2W		Secção 1W		Secção 1W		Eixo Pilar Ad1 Px		Eixo Pilar Ad	
	Alma Norte		Alma Sul		Centro		Alma Norte		Centro		Alma Norte		Centro		Alma Norte		Centro	
	M	P	M	P	M	P	M	P	M	P	M	P	M	P	M	P	M	P
Coordenadas de trabalho:	57007.168	191547.115	57008.556	191556.532	57010.158	191552.618	57011.760	191545.644	57012.177	191558.140	57013.808	191554.375	57015.423	191550.610				
Momento de medição:																		
Posição indeformada (referência)																		
Depois betonagem_PROJ																		
Depois betonagem_OBRA																		
Avanço posicionamento cimbre_PRO																		
Avanço posicionamento cimbre_OBR																		
DIFERENÇA_REF/PROJ																		
DIFERENÇA_PROJ/OBRA																		
Posição indeformada (referência)																		
Depois betonagem_PROJ																		
Depois betonagem_OBRA																		
Depois pré-esforço_PROJ																		
Depois pré-esforço_OBRA																		
Avanço posicionamento cimbre_PRO																		
Avanço posicionamento cimbre_OBR																		
DIFERENÇA_REF/PROJ																		
DIFERENÇA_PROJ/OBRA																		
Posição indeformada (referência)																		
Depois betonagem_PROJ																		
Depois betonagem_OBRA																		
Depois pré-esforço_PROJ																		
Depois pré-esforço_OBRA																		
Avanço posicionamento cimbre_PRO																		
Avanço posicionamento cimbre_OBR																		
DIFERENÇA_REF/PROJ																		
DIFERENÇA_PROJ/OBRA																		
Posição indeformada (referência)																		
Depois betonagem_PROJ																		
Depois betonagem_OBRA																		
Depois pré-esforço_PROJ																		
Depois pré-esforço_OBRA																		
Avanço posicionamento cimbre_PRO																		
Avanço posicionamento cimbre_OBR																		
DIFERENÇA_REF/PROJ																		
DIFERENÇA_PROJ/OBRA																		
Posição indeformada (referência)																		
Depois betonagem_PROJ																		
Depois betonagem_OBRA																		
Depois pré-esforço_PROJ																		
Depois pré-esforço_OBRA																		
Avanço posicionamento cimbre_PRO																		
Avanço posicionamento cimbre_OBR																		
DIFERENÇA_REF/PROJ																		
DIFERENÇA_PROJ/OBRA																		

Tabela 16: Altimetria: Quadro Cotas_juntas

		SUBCONCESSÃO AUTO-ESTRADA TRANSMONTANA PONTE DE TINHELA																		
CAETXXI CONSTRUÇÕES A.C.E.																				
		PILAR P1 - Cotas Absolutas – MARCAS TOPOGRÁFICAS																		
			Secção 4W			Secção 3W			Secção 2W			Secção 1W			Eixo Pilar Ad1 P2			Secção 1E		
		Alma Norte	Alma Sul	Centro	Alma Norte	Alma Sul	Centro	Alma Norte	Alma Sul	Centro	Alma Norte	Alma Sul	Centro	Alma Norte	Alma Sul	Centro	Alma Norte	Alma Sul	Centro	Alma Norte
	Cota Projecto:	432.364	431.729	432.009	432.288	431.660	431.939	432.219	431.609	431.889	432.168									
	Contra Flecha de trabalho (CF+Equip.)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000									
	Temperatura (°C)			15.0			15.0			15.0										
	Neutralização da temperatura	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000									
	SC Estaleiro a meio da laje superior (ton)			0.0			0.0			0.0										
	Neutralização da SC Estaleiro	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000									
	Correcção	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000									
	Cota de trabalho:	432.364	431.729	432.009	432.288	431.660	431.939	432.219	431.609	431.889	432.168	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Momento de medição:																			
Aduela 0 (Ad. Arranque)	Posição indeformada (referência)											431.528	431.815	432.102	431.488	431.775	432.062	431.450	431.737	432.024
	Depois betonagem_PROJ											431.561	431.841	432.121	431.524	431.804	432.084	431.490	431.770	432.050
	Depois betonagem_OBRA																			
	Avanço posicionamento cimbra_PROJ											431.561	431.841	432.121	431.524	431.804	432.084	431.490	431.770	432.050
	Avanço posicionamento cimbra_OBRA																			
	DIFERENÇA_REF/PROJ											0.034	0.026	0.019	0.036	0.029	0.022	0.040	0.033	0.026
Aduela 1	DIFERENÇA_PROJ/OBRA																			
	Posição indeformada (referência)								431.577	431.864	432.151	431.528	431.815	432.102	431.488	431.775	432.062	431.450	431.737	432.024
	Depois betonagem_PROJ								431.608	431.888	432.168	431.560	431.840	432.120	431.523	431.803	432.083	431.489	431.769	432.049
	Depois betonagem_OBRA (29-7-2011 10h)																			
	Depois pré-esforço_PROJ								431.608	431.888	432.168	431.560	431.840	432.120	431.523	431.803	432.083	431.489	431.769	432.049
	Depois pré-esforço_OBRA																			
	Avanço posicionamento cimbra_PROJ								431.608	431.888	432.167	431.560	431.840	432.120	431.523	431.803	432.083	431.489	431.769	432.049
	Avanço posicionamento cimbra_OBRA																			
	DIFERENÇA_REF/PROJ								0.032	0.024	0.017	0.033	0.025	0.018	0.035	0.028	0.021	0.039	0.032	0.025
	DIFERENÇA_PROJ/OBRA																			
	Posição indeformada (referência)					431.629	431.916	432.203	431.577	431.864	432.151	431.528	431.815	432.102	431.488	431.775	432.062	431.450	431.737	432.024

Os valores apresentados, a título exemplificativo, dizem respeito às coordenadas absolutas nas juntas de betonagem de cada uma das aduelas, das consolas executadas a partir do pilar P2.

No “Quadro M,P_juntas” foram introduzidas as contraflechas resultantes da deformação estrutura da ponte e identificadas no projeto de faseamento construtivo por v_{xL} e v_{zL} , contraflechas planimétricas.

No “Quadro Cotas_juntas”, foram introduzidas as contraflechas v_{yG} e a rotação r_{xL} , do projeto de faseamento construtivo, contraflechas altimétricas.

Relativamente à folha “Quadro Cotas_juntas”, foram, ainda, introduzidas variáveis de controlo para execução dos trabalhos em obra, referindo-se o seguinte:

- 1) -Na linha "Cota Projeto:" são apresentados os valores das cotas absolutas resultantes das contraflechas determinadas no projeto de faseamento construtivo, para o posicionamento do cimbre móvel;
- 2) -Na linha "Contraflecha de trabalho (CF+Equip.)", serão introduzidos os valores das contraflechas resultantes da deformação do próprio cimbre móvel e calculados nos pontos de controlo (centro, alma sul e alma norte);
- 3) -Na linha "Temperatura (°C)", será introduzido o valor da temperatura ambiente, registado no dia em que se prevê efetuar o avanço do cimbre móvel (8:00h da manhã);
- 4) -Na linha "Neutralização da temperatura" é feita automaticamente a determinação da contraflecha vertical de neutralização da temperatura, tendo como temperatura base média ambiente o valor de 15°C;
- 5) -Na linha "SC Estaleiro a meio da laje superior (ton)", será introduzido o valor da sobrecarga de estaleiro colocada no tabuleiro, em toneladas;
- 6) -Na linha "Neutralização da SC Estaleiro" é feito, automaticamente, o cálculo da contraflecha vertical de neutralização da sobrecarga;
- 7) -A linha designada por “Correcção” corresponderá ao valor que será necessário introduzir para corrigir os desvios da deformação da estrutura face aos valores que seriam expectáveis, ou seja, após a análise dos registos das leituras topográficas realizadas nas subfases de após betonagem e após pré-esforço da fase anterior seria determinado o valor de correção da posição do carro de avanços;

Os valores de introdução dos dados, em obra, estão identificados a azul e serão preenchidos pelo Adjudicatário da Obra;

Na linha "Cota de trabalho" é apresentado o valor da Cota Absoluta final, para posicionamento do cimbre móvel em obra;

Na tabela correspondente aos “Momentos de Medição” serão introduzidos os registos das leituras topográficas efetuadas em obra e confrontados os resultados com os valores expectáveis no projeto de faseamento construtivo.

4. VARIAÇÕES UNITÁRIAS (+/-10°C) DE TEMPERATURA

Uma vez que, os efeitos térmicos influenciam o posicionamento das aduelas do tabuleiro durante a construção, foi efetuada uma análise de sensibilidade ao comportamento da estrutura para uma variação uniforme de temperatura de +/-10°C.

Foi considerado um valor base de referência da temperatura ambiente de 15°C (temperatura do projeto de faseamento construtivo), para a qual o valor da contraflecha vertical de neutralização dos efeitos da temperatura obtido foi de 0.000m;

Para valores de temperatura superiores a 15°C, obtiveram-se valores de contraflechas positivos e para temperaturas inferiores a 15°C, valores negativos.

Assim, na fase de posicionamento do cimbria móvel e após a leitura da temperatura ambiente verificada no local, introduzido o valor em folha de cálculo, determina-se o valor da contraflecha altimétrica para correção do posicionamento do cimbria móvel e betonagem da aduela seguinte.

Desta forma, os efeitos isolados da variação uniforme de temperatura na estrutura foram tidos em consideração, para efeitos de neutralização da temperatura, no instante de posicionamento do cimbria.

Refere-se que uma temperatura ambiente de 25°C (+ 10°C que a temperatura de referência), implicaria um valor de contraflecha vertical de neutralização de +0.004m adicional.

Os registos de temperaturas efetuados durante a construção do tabuleiro oscilaram entre 7°C no Inverno e 30°C no Verão.

5. SOBRECARGAS IMPREVISTAS SOBRE O TABULEIRO

As sobrecargas de estaleiro designadas como imprevistas dizem respeito, por exemplo, a pesos de bobinas de aço de pré-esforço e/ou outros tipos de equipamentos pesados, como geradores, não contabilizados no peso do cimbria móvel na fase do projeto de faseamento construtivo.

O peso desta sobrecarga seria previamente determinado antes da sua colocação sobre o tabuleiro da ponte.

Esta sobrecarga seria sempre localizada no meio vão da laje superior do tabuleiro e no centro da aduela anterior à que iria ser executada. (p.ex: no posicionamento do cimbria, para execução da aduela AD5, a sobrecarga será localizada a meio da aduela AD4 e no meio vão da laje superior do tabuleiro);

Assim, tendo em conta o valor da carga colocada sobre o tabuleiro e nas condições acima descritas, determinava-se o valor de contraflecha altimétrica para correção do posicionamento do cimbria móvel, na betonagem da aduela seguinte.

Contudo, este procedimento teria sempre uma avaliação difícil de concretizar e implementar em obra que seria a pesagem prévia da sobrecarga a instalar, pelo que, se desenvolveu nova análise de sensibilidade com o objetivo de determinar a partir de qual aduela a colocação destas sobrecargas já não se faria sentir, em termos da deformação na ponta da consola do tabuleiro.

Desta forma e na fase de posicionamento do cimbre móvel, verificou-se que, se a sobrecarga estivesse localizada junto do pilar P2, até uma distância inferior a 15.0m do eixo do pilar, a deformação causada por esta, não se faria sentir num acréscimo de deformação na ponta da consola, pelo que, não seria necessário efetuar a neutralização da flechas causada pela sobrecarga de estaleiro.

Nesta situação, o valor da contraflechas de neutralização da ação seria 0.000m, tendo-se acabado por adotar esta regra quando da instalação dos geradores e bobines sobre o tabuleiro da ponte.

6. RESULTADOS OBTIDOS EM OBRA

Durante a construção do tabuleiro foram efetuados os registos semanais das leituras topográficas de cada uma das subetapas e em cada fase construtiva. Após o registo era feita a avaliação e análise aos valores obtidos e efetuadas as correções necessárias para a obtenção dos novos valores de coordenadas absolutas a implementar na fase seguinte de construção do tabuleiro.

Refere-se que, todo o plano de contraflechas do faseamento construtivo foi bem aceite pelo empreiteiro e que os resultados obtidos em obra foram de encontro ao que seria expectável, podendo-se referir a ocorrência de um bom controlo geométrico na construção do tabuleiro da ponte.

A título exemplificativo, os valores observados são os apresentados nas tabelas seguintes.

Tabela 17: Planimetria: Quadro M,P_juntas



SUBCONCESSÃO AUTO-ESTRADA TRANSMONTANA
PONTE DE TINHELA

PILAR P2 -Coordenadas Absolutas (M e P) – MARCAS TOPOGRÁFICAS

		Secção 5W	Secção 4W	Secção 4W	Secção 3W	Secção 3W	Secção 2W	Secção 2W	Secção 1W	Secção 1W	ixo Pilar Ad1 P	ixo Pilar Ad1 P	Secção 1E	Secção 1E	Secção 2E	Secção 2E	Secção 3E	Secção 3E	Secção 4E	Secção 4E
		Centro	Centro	Centro	Centro	Centro	Centro	Centro	Centro	Centro	Centro	Centro	Centro	Centro	Centro	Centro	Centro	Centro	Centro	Centro
		P	M	P	M	P	M	P	M	P	M	P	M	P	M	P	M	P	M	P
	Coordenadas de trabalho:	191600.992	57107.510	191603.607	57111.695	191606.252	57115.030	191608.390							57127.260	191616.467	57130.536	191618.694	57134.612	191621.503
Aduela 4	Depois betonagem_PROJ	191600.994	57107.510	191603.610	57111.695	191606.256	57115.029	191608.394	57118.351	191610.551	57121.164	191612.399	57123.969	191614.261	57127.257	191616.469	57130.533	191618.695	57134.610	191621.504
	Depois betonagem_OBRA (5-9 2011 10)	191601.000	57107.497	191603.616	57111.733	191606.272	57115.017	191608.397	57118.323	191610.543			57123.923	191614.255	57127.243	191616.477	57130.556	191618.705	57134.610	191621.508
	Depois pré-esforço_PROJ	191600.994	57107.510	191603.610	57111.695	191606.255	57115.029	191608.393	57118.350	191610.550	57121.164	191612.399	57123.968	191614.260	57127.257	191616.468	57130.532	191618.694	57134.609	191621.503
	Depois pré-esforço_OBRA	191601.001	57107.502	191603.612	57111.740	191606.268	57115.015	191608.397	57118.325	191610.539			57123.929	191614.256	57127.253	191616.467	57130.561	191618.700	57134.613	191621.505
	Avanço posicionamento cimbres_PROJ	191600.994	57107.510	191603.610	57111.695	191606.255	57115.028	191608.393	57118.350	191610.551	57121.164	191612.399	57123.968	191614.260	57127.257	191616.468	57130.532	191618.694	57134.609	191621.503
	Avanço posicionamento cimbres_OBRA																			
	DIFERENÇA_REF/PROJ	0.0416		0.0412		0.0419		0.0426		0.0435		0.0452		0.0468		0.0487		0.0505		0.0529
	DIFERENÇA_PROJ/OBRA																			
Aduela 5	Posição indeformada (referência)	191601.018	57107.475	191603.631	57111.657	191606.274	57114.989	191608.410	57118.309	191610.565	57121.120	191612.411	57123.923	191614.270	57127.209	191616.476	57130.482	191618.701	57134.556	191621.508
	Depois betonagem_PROJ	191600.996	57107.509	191603.612	57111.694	191606.257	57115.027	191608.395	57118.349	191610.552	57121.163	191612.400	57123.967	191614.262	57127.255	191616.469	57130.531	191618.696	57134.607	191621.505
	Depois betonagem_OBRA	191601.008	57107.497	191603.625	57111.727	191606.278	57115.014	191608.401	57118.319	191610.548			57123.918	191614.259	57127.243	191616.478	57130.554	191618.707	57134.607	191621.511
	Depois pré-esforço_PROJ	191600.996	57107.510	191603.611	57111.694	191606.257	57115.027	191608.395	57118.349	191610.552	57121.163	191612.400	57123.967	191614.261	57127.255	191616.469	57130.530	191618.695	57134.607	191621.504
	Depois pré-esforço_OBRA	191601.005	57107.500	191603.622	57111.735	191606.275	57115.019	191608.398	57118.319	191610.545			57123.923	191614.263	57127.248	191616.478	57130.560	191618.705	57134.610	191621.506
	Avanço posicionamento cimbres_PROJ	191600.996	57107.509	191603.611	57111.694	191606.257	57115.027	191608.395	57118.349	191610.552	57121.162	191612.400	57123.967	191614.261	57127.255	191616.469	57130.530	191618.695	57134.607	191621.504
	Avanço posicionamento cimbres_OBRA	191601.009	57107.498	191603.620	57111.731	191606.283	57115.014	191608.406	57118.310	191610.548			57123.920	191614.261	57127.241	191616.478	57130.548	191618.710	57134.603	191621.506
	DIFERENÇA_REF/PROJ	0.0391		0.0397		0.0404		0.0409		0.0418		0.0436		0.0451		0.0468		0.0485		0.0508
	DIFERENÇA_PROJ/OBRA																			
Aduela 6	Posição indeformada (referência)	191601.018	57107.475	191603.631	57111.657	191606.274	57114.989	191608.410	57118.309	191610.565	57121.120	191612.411	57123.923	191614.270	57127.209	191616.476	57130.482	191618.701	57134.556	191621.508
	Depois betonagem_PROJ	191600.998	57107.508	191603.614	57111.692	191606.259	57115.026	191608.397	57118.347	191610.554	57121.161	191612.402	57123.965	191614.263	57127.253	191616.471	57130.529	191618.697	57134.605	191621.506
	Depois betonagem_OBRA	191601.010	57107.499	191603.624	57111.728	191606.281	57115.014	191608.411	57118.322	191610.553			57123.918	191614.266	57127.242	191616.487	57130.553	191618.713	57134.601	191621.507
	Depois pré-esforço_PROJ	191600.998	57107.508	191603.613	57111.692	191606.259	57115.026	191608.396	57118.347	191610.553	57121.161	191612.401	57123.965	191614.263	57127.253	191616.470	57130.528	191618.696	57134.604	191621.505
	Depois pré-esforço_OBRA	191601.009	57107.503	191603.620	57111.731	191606.275	57115.017	191608.395	57118.317	191610.543			57123.920	191614.258	57127.250	191616.479	57130.553	191618.703	57134.612	191621.511
	Avanço posicionamento cimbres_PROJ	191600.998	57107.508	191603.614	57111.692	191606.259	57115.026	191608.397	57118.347	191610.554	57121.161	191612.402	57123.965	191614.263	57127.253	191616.470	57130.528	191618.696	57134.604	191621.505
	Avanço posicionamento cimbres_OBRA	191601.013	57107.501	191603.626	57111.731	191606.279	57115.019	191608.403	57118.322	191610.543			57123.924	191614.260	57127.245	191616.485	57130.553	161618.712	57134.607	191621.514
	DIFERENÇA_REF/PROJ	0.0370		0.0376		0.0382		0.0388		0.0396		0.0413		0.0427		0.0444		0.0460		0.0481

Tabela 18: Altimetria: Quadro Cotas_juntas

		Secção 6W			Secção 5W			Secção 4W			Secção 3W			Secção 2W			Secção 1W		
		Alma Norte	Alma Sul	Centro	Alma Norte	Alma Sul	Centro	Alma Norte	Alma Sul	Centro	Alma Norte	Alma Sul	Centro	Alma Norte	Alma Sul	Centro	Alma Norte	Alma Sul	Centro
	Cota Projecto:	431.766	431.206	431.488	431.769	431.215	431.496	431.777	431.228	431.509	431.790	431.248	431.529	431.810	431.268	431.549	431.830		
	Contra Flecha de trabalho (CF+Equip.)	0.009	0.010	0.010	0.010	0.011	0.011	0.011	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.011	0.011	0.011		
	Temperatura (°C)			30.0			20.0				30.0			30.0		30.0			
	Neutralização da temperatura	0.004	0.006	0.006	0.006	0.002	0.002	0.002	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006		
	SC Estaleiro a meio da laje superior (ton)			0.0			0.0			0.0			0.0			0.0			
	Neutralização da SC Estaleiro	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
	Correcção	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
	Cota de trabalho:	431.779	431.222	431.504	431.785	431.228	431.509	431.790	431.246	431.527	431.808	431.266	431.547	431.828	431.285	431.566	431.847	0.000	0.000
Aduela 6	Posição indeformada (referência)	431.694	431.135	431.422	431.709	431.155	431.442	431.729	431.179	431.466	431.753	431.207	431.494	431.781	431.232	431.519	431.806	431.281	431.547
	Depois betonagem_PROJ	431.762	431.200	431.482	431.765	431.209	431.491	431.773	431.223	431.505	431.787	431.242	431.524	431.806	431.261	431.544	431.826	431.305	431.567
	Depois betonagem_OBRA (19-9-2011 5	431.775	431.213	431.488	431.780	431.211	431.491	431.779	431.237	431.527	431.787	431.270	431.543	431.824	431.254	431.535	431.831	431.327	431.575
	Depois pré-esforço_PROJ	431.768	431.205	431.487	431.769	431.211	431.493	431.775	431.224	431.506	431.788	431.242	431.524	431.807	431.262	431.544	431.826	431.305	431.567
	Depois pré-esforço_OBRA (19-9-2011 15	431.776	431.213	431.489	431.783	431.211	431.494		431.237	431.528		431.270	431.544	431.825	431.254	431.534	431.829	431.329	431.576
	Avanço posicionamento cimbres_PROJ	431.767	431.204	431.486	431.768	431.211	431.493	431.775	431.224	431.506	431.788	431.242	431.524	431.807	431.261	431.544	431.826	431.305	431.567
	Avanço posicionamento cimbres_OBRA (431.777	431.213	431.489	431.780	431.210	431.495	431.778	431.236	431.528	431.805	431.272	431.545	431.827	431.254	431.536	431.823	431.327	431.574
	DIFERENÇA_REF/PROJ	0.074	0.070	0.065	0.060	0.057	0.052	0.047	0.045	0.040	0.035	0.035	0.031	0.026	0.029	0.024	0.020	0.024	0.015
	DIFERENÇA_PROJ/OBRA																		
	Posição indeformada (referência)	431.694	431.135	431.422	431.709	431.155	431.442	431.729	431.179	431.466	431.753	431.207	431.494	431.781	431.232	431.519	431.806	431.281	431.547
Aduela 7	Depois betonagem_PROJ	431.759	431.198	431.480	431.763	431.206	431.489	431.771	431.220	431.503	431.785	431.240	431.523	431.805	431.260	431.542	431.825	431.304	431.566
	Depois betonagem_OBRA (23-9-2011)	431.773	431.212	431.487	431.779	431.210	431.493	431.777	431.236	431.527	431.804	431.272	431.545	432.825	431.255	431.536	431.823	431.328	431.577
	Depois pré-esforço_PROJ	431.765	431.201	431.484	431.766	431.208	431.491	431.773	431.222	431.504	431.787	431.241	431.523	431.806	431.260	431.543	431.825	431.304	431.566
	Depois pré-esforço_OBRA	431.775	431.212	431.488	431.781	431.210	431.494	431.778	431.236	431.532	431.810	431.274	431.548	431.828	431.257	431.535	431.825	431.331	431.578
	Avanço posicionamento cimbres_PROJ	431.764	431.201	431.483	431.766	431.208	431.491	431.773	431.221	431.504	431.787	431.240	431.523	431.806	431.260	431.543	431.825	431.304	431.566
	Avanço posicionamento cimbres_OBRA (431.773	431.210	431.486	431.780	431.209	431.491	431.777	431.234	431.527	431.806	431.271	431.545	431.826	431.256	431.533	431.823	431.330	431.578
	DIFERENÇA_REF/PROJ	0.071	0.066	0.062	0.057	0.054	0.049	0.045	0.043	0.038	0.034	0.034	0.029	0.025	0.028	0.023	0.019	0.023	0.019
Aduela 8	DIFERENÇA_PROJ/OBRA																		
	Posição indeformada (referência)	431.694	431.135	431.422	431.709	431.155	431.442	431.729	431.179	431.466	431.753	431.207	431.494	431.781	431.232	431.519	431.806	431.281	431.547
	Depois betonagem_PROJ	431.754	431.192	431.476	431.759	431.202	431.486	431.769	431.217	431.501	431.784	431.238	431.521	431.804	431.258	431.541	431.825	431.303	431.565
	Depois betonagem_OBRA (30-9-2011 1	431.772	431.210	431.486	431.781	431.211	431.492	431.781	431.236	431.528	431.807	431.270	431.544	431.826	431.254	431.535	431.824	431.327	431.576
	Depois pré-esforço_PROJ	431.760	431.196	431.479	431.763	431.205	431.488	431.771	431.219	431.502	431.785	431.238	431.522	431.805	431.258	431.542	431.825	431.303	431.565
	Depois pré-esforço_OBRA (3-10-2011 15	431.769	431.207	431.481	431.777	431.205	431.485	431.777	431.229	431.521	431.807	431.265	431.542	431.824	431.249	431.533	431.823	431.323	431.576
	Avanço posicionamento cimbres_PROJ	431.759	431.196	431.479	431.762	431.204	431.488	431.771	431.218	431.502	431.785	431.238	431.522	431.805	431.258	431.542	431.825	431.303	431.565
	Avanço posicionamento cimbres_OBRA	431.770	431.210	431.486	431.779	431.209	431.490	431.779	431.235	431.527	431.808	431.270	431.546	431.827	431.255	431.537	431.825	431.324	431.576
	DIFERENÇA_REF/PROJ	0.066	0.061	0.057	0.053	0.050	0.046	0.042	0.040	0.036	0.032	0.032	0.028	0.024	0.026	0.022	0.019	0.021	0.018

7. SÍNTESE DO CAPÍTULO

Com o arranque da construção e em reunião inicial de definição do plano de trabalhos foi apresentado o projeto de faseamento construtivo e entregues os mapas de contraflechas para a construção do tabuleiro da ponte.

Foram identificados os pontos de controlo topográfico sobre o tabuleiro (alma norte, alma sul e centro), assim como referidas as subfases de realização das leituras topográficas para construção de cada aduela do tabuleiro (fase construtiva).

Por forma a minimizar a ocorrência de erros e facilitar a execução dos trabalhos em obra, as anti-deformadas ou contraflechas foram fornecidas em coordenadas absolutas planimétricas e altimétricas de acordo com o referencial do sistema WGS84 datum.

Na apresentação das folhas de cálculo de regulação e controlo da execução dos trabalhos foram adicionados os valores correspondente à contraflecha do próprio cimbre móvel, à neutralização da deformação causada pela temperatura ambiente e eventual sobrecarga de estaleiro colocada sobre o tabuleiro e um valor de correção determinado em função das leituras obtidas na execução da aduela anterior.

Refere-se que semanalmente era efetuado o envio dos mapas em folha de cálculo para a análise do projetista e efetuado o reenvio para a obra dos novos valores para o posicionamento do cimbre móvel e construção da aduela seguinte.



ANÁLISE DOS RESULTADOS

1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Apresentam-se no presente capítulo os resultados obtidos durante a construção e efetua-se uma análise crítica sobre os mesmos. São discutidas as duas fases consideradas como as mais importantes de obra e correspondentes à fase imediatamente antes da realização do fecho central e à fase do final da construção sem a realização dos acabamentos.

É ainda apresentada a nova rasante para o tabuleiro da ponte, quando da instalação das restantes cargas permanentes, como acabamentos e execução do tapete betuminoso, função da sua melhor adaptação e ajuste à nova posição do tabuleiro.

2. RESULTADOS OBTIDOS EM OBRA

Traduzindo as leituras de obra, já apresentadas nas tabelas do capítulo anterior, em forma gráfica, o resultado obtido durante a construção do tabuleiro para a fase construtiva correspondente à execução da aduela AD11 e imediatamente antes do fecho central é o seguinte:

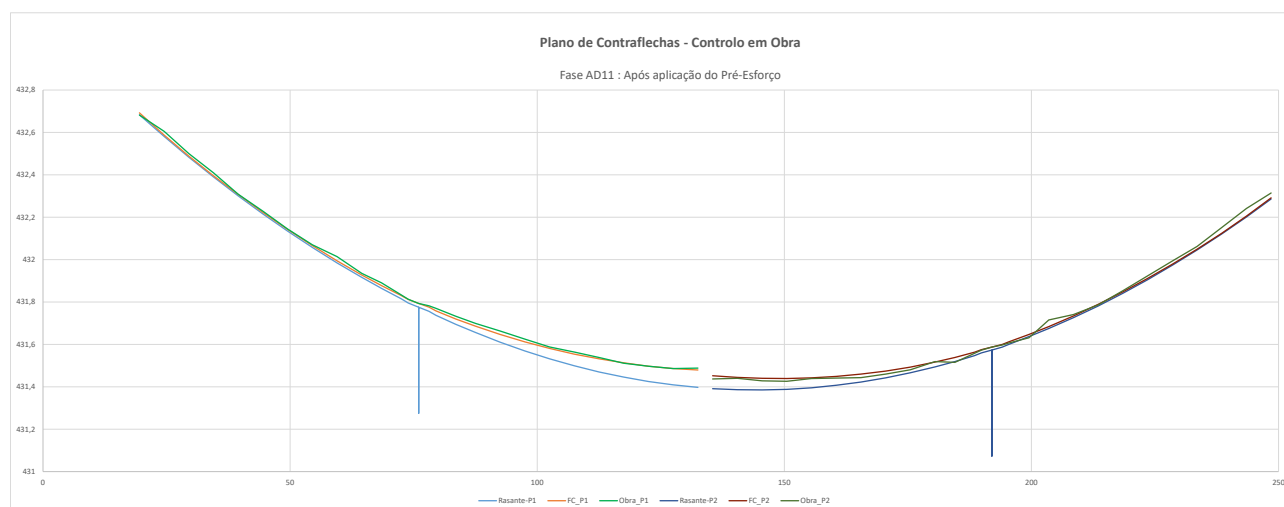


Figura 48: Cotas altimétricas obtidas em obra – Fase AD11

Tabela 19: Fase AD11_Cotas altimétricas obtidas em obra

x (m)	Consola sobre o Pilar P1 – Fase AD11				Consola sobre o Pilar P2 – Fase AD11			
	Rasante (m)	PFC (m)	Obra (m)	Diferença (m)	Rasante (m)	PFC (m)	Obra (m)	Diferença (m)
0.00								
3.00								
5.00								
10.00								
15.00								
17.00								
18.00								
20.00	432.68	432.69	432.68	-0.010				
25.00	432.58	432.59	432.61	0.018				
30.00	432.48	432.49	432.50	0.012				
35.00	432.39	432.40	432.41	0.014				
40.00	432.30	432.31	432.31	0.001				
45.00	432.22	432.22	432.23	0.006				
50.00	432.13	432.14	432.14	0.002				
55.00	432.06	432.07	432.07	0.004				
60.00	431.98	431.99	432.01	0.020				
65.00	431.92	431.93	431.94	0.008				
69.00	431.86	431.88	431.89	0.013				
73.00	431.82	431.83	431.83	0.003				
74.00	431.80	431.81	431.81	0.001				
76.00	431.78	431.79	431.79	0.000				
78.00	431.76	431.78	431.78	0.006				
80.00	431.74	431.76	431.77	0.012				
84.00	431.70	431.72	431.73	0.013				
88.00	431.66	431.69	431.70	0.013				
93.00	431.61	431.65	431.66	0.016				
98.00	431.57	431.61	431.63	0.013				
103.00	431.53	431.58	431.59	0.007				
108.00	431.50	431.55	431.56	0.010				
113.00	431.47	431.53	431.54	0.006				
118.00	431.45	431.51	431.51	-0.002				
123.00	431.43	431.50	431.50	0.000				
128.00	431.41	431.49	431.49	0.000				
133.00	431.40	431.48	431.49	0.009				
134.00								
136.00					431.39	431.45	431.44	-0.015
141.00					431.39	431.44	431.44	-0.004
146.00					431.39	431.44	431.43	-0.012
151.00					431.39	431.44	431.43	-0.013
156.00					431.40	431.44	431.44	-0.003
161.00					431.41	431.45	431.44	-0.008
166.00					431.42	431.46	431.44	-0.017
171.00					431.44	431.47	431.46	-0.014
176.00					431.47	431.49	431.48	-0.013
181.00					431.49	431.52	431.52	0.002
185.00					431.52	431.54	431.52	-0.023
189.00					431.55	431.56	431.56	-0.005
190.00					431.56	431.58	431.57	-0.002
192.00					431.57	431.59	431.59	0.000
194.00					431.59	431.60	431.60	-0.003
196.00					431.60	431.61	431.61	-0.006
200.00					431.64	431.65	431.63	-0.016
204.00					431.68	431.68	431.72	0.031
209.00					431.73	431.73	431.74	0.007
214.00					431.78	431.79	431.79	-0.003
219.00					431.84	431.85	431.85	0.005
224.00					431.91	431.91	431.92	0.012
229.00					431.97	431.98	431.99	0.015
234.00					432.05	432.05	432.06	0.013
239.00					432.12	432.12	432.15	0.027
244.00					432.20	432.21	432.24	0.036
249.00					432.29	432.29	432.31	0.023
250.00								
252.00								
253.00								
258.00								
263.00								
266.00								
268.00								
MAX				0.020				0.036

Da análise efetuada aos valores obtidos, constata-se, a diferença de contraflechas à esquerda e à direita da aduela de fecho, resultante do facto de a construção ter sido realizada apenas com um par de cimbra móveis e portanto ser assimétrica no tempo.

Por a construção do tabuleiro ter sido iniciada sobre o Pilar P2, verifica-se à data do fecho a ocorrência de maiores deformações devidas à contabilização de perdas e dos efeitos diferidos do betão e pré-esforço.

Refere-se, ainda que, a construção da consola sobre o pilar P1 apresenta um aspeto mais regular e mais próximo da anti-deformada pretendida, que o ocorrido sobre o pilar P2, revelando-se aqui, a complexidade do processo construtivo, em causa, e a importância da capacidade técnica e

identificação com todas as etapas e subetapas processuais que lhe estão adstritas, por parte da equipa técnica envolvida na construção do tabuleiro da ponte.

O conhecimento por parte de todos os intervenientes, sobre a metodologia implementada em obra, para posicionamento do cimbri móvel, a realização dos respetivos trabalhos auxiliares e restantes tarefas processuais, a instalação do pré-esforço e ainda a realização das leituras topográficas de controlo, torna-se assim de primordial importância, uma vez que, uma simples mudança da equipa de trabalho por motivos de férias, pode constituir justificação para causa de alteração e de irregularidades nas leituras observadas.

Contudo, face aos bons resultados obtidos considera-se que o andamento dos trabalhos em obra, aproximou-se bem dos valores pretendidos e expectáveis no projeto de faseamento construtivo, não existindo diferenças significativas e importantes a assinalar.

Na figura seguinte apresenta-se, de forma gráfica, os resultados obtidos no final da construção do tabuleiro, para a fase correspondente à fase STG33, antes da instalação dos acabamentos relativos a passeios e betuminoso:

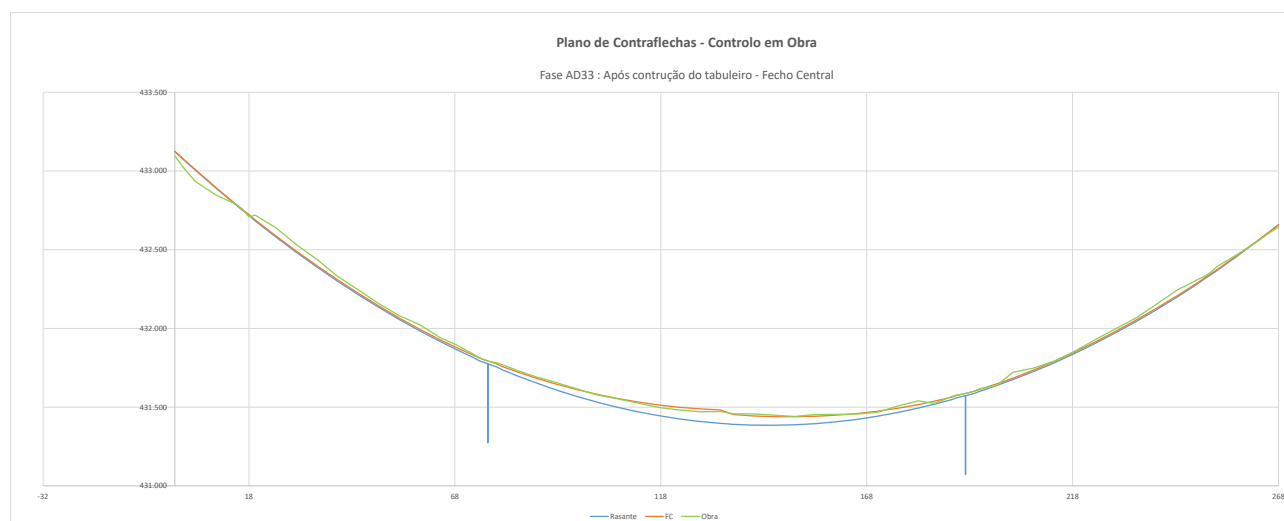


Figura 49: Cotas altimétricas obtidas em obra - Fim da construção

Da figura anterior verifica-se que a deformação instalada no tabuleiro no final da construção foi de 0.075m, que prevê assim a ocorrência dos efeitos diferidos do betão e pré-esforçado até aos 10 000 dias, conforme também previsto no projeto de faseamento construtivo.

A construção do tabuleiro nas zonas sobre cimbri ao solo e junto dos fechos laterais próximos dos encontros, aproximou-se mais do previsto no caso da execução do tabuleiro junto ao encontro E2 do que no caso do tabuleiro junto ao encontro E1, existindo aí diferenças que julgo se poderiam ter evitado em obra.

Tal facto poder-se-á dever a incorreções na disposição das cofragens ou eventual deficiência

no escoramento da estrutura quando da betonagem. As maiores diferenças encontradas em obra correspondem à zona de betonagem do tabuleiro sobre cimbra ao solo junto ao encontro E1, contrariamente ao que alguma vez seria expectável, dado que a operação de betonagem sobre cimbra ao solo há muito corresponder a um processo correntemente utilizado e sem exigências técnicas específicas como o caso do processo construtivo por avanços sucessivos.

Contudo, consideram-se as diferenças verificadas sem valor significativo e facilmente integrável na definição da rasante final implementada em obra.

Tabela 20: Fase AD33_Cotas altimétricas obtidas em obra

x (m)	Tabuleiro Fim da construção – Fase AD33			
	Rasante (m)	PFC (m)	Obra (m)	Diferença (m)
0.00	433.12	433.13	433.10	-0.030
3.00	433.06	433.07	433.01	-0.058
5.00	433.01	433.01	432.93	-0.075
10.00	432.89	432.89	432.85	-0.047
15.00	432.78	432.79	432.79	0.002
17.00	432.75	432.75	432.76	0.002
18.00	432.72	432.72	432.71	-0.014
20.00	432.68	432.69	432.72	0.030
25.00	432.58	432.59	432.64	0.052
30.00	432.48	432.49	432.53	0.041
35.00	432.39	432.40	432.44	0.040
40.00	432.30	432.31	432.33	0.022
45.00	432.22	432.22	432.25	0.022
50.00	432.13	432.14	432.16	0.015
55.00	432.06	432.07	432.08	0.015
60.00	431.98	431.99	432.02	0.029
65.00	431.92	431.93	431.94	0.014
69.00	431.86	431.88	431.89	0.017
73.00	431.82	431.83	431.84	0.006
74.00	431.80	431.81	431.82	0.003
76.00	431.78	431.79	431.79	0.000
78.00	431.76	431.78	431.78	0.006
80.00	431.74	431.76	431.77	0.012
84.00	431.70	431.72	431.73	0.009
88.00	431.66	431.69	431.69	0.008
93.00	431.61	431.65	431.66	0.010
98.00	431.57	431.61	431.62	0.005
103.00	431.53	431.58	431.58	-0.004
108.00	431.50	431.56	431.55	-0.002
113.00	431.47	431.53	431.53	-0.007
118.00	431.45	431.51	431.50	-0.016
123.00	431.43	431.50	431.48	-0.017
128.00	431.41	431.49	431.47	-0.018
133.00	431.40	431.48	431.47	-0.010
134.00	431.39	431.47	431.47	-0.003
136.00	431.39	431.45	431.46	0.005
141.00	431.39	431.44	431.46	0.013
146.00	431.39	431.44	431.45	0.010
151.00	431.39	431.44	431.44	0.002
156.00	431.40	431.44	431.45	0.011
161.00	431.41	431.45	431.45	0.005
166.00	431.42	431.46	431.46	-0.003
171.00	431.44	431.47	431.47	-0.007
176.00	431.47	431.49	431.51	0.014
181.00	431.49	431.52	431.54	0.024
185.00	431.52	431.54	431.52	-0.014
189.00	431.55	431.56	431.57	0.003
190.00	431.56	431.58	431.58	0.002
192.00	431.57	431.59	431.59	0.000
194.00	431.59	431.60	431.60	0.002
196.00	431.60	431.61	431.62	0.004
200.00	431.64	431.65	431.64	-0.010
204.00	431.68	431.68	431.72	0.038
209.00	431.73	431.74	431.75	0.013
214.00	431.78	431.79	431.79	0.002
219.00	431.84	431.85	431.86	0.005
224.00	431.91	431.91	431.93	0.015
229.00	431.97	431.98	432.00	0.016
234.00	432.05	432.05	432.07	0.014
239.00	432.12	432.13	432.16	0.026
244.00	432.20	432.21	432.25	0.036
249.00	432.29	432.29	432.31	0.020
250.00	432.31	432.32	432.33	0.010
252.00	432.34	432.35	432.36	0.010
253.00	432.37	432.37	432.39	0.020
258.00	432.46	432.46	432.47	0.006
263.00	432.56	432.56	432.55	-0.005
266.00	432.61	432.61	432.60	-0.006
268.00	432.66	432.66	432.64	-0.015
MAX				0.075

No fim da construção, após fecho central e instalação do pré-esforço inferior foi efetuado novo levantamento topográfico para definição da nova rasante a implementar na obra.

Os resultados obtidos são os que se apresentam no capítulo seguinte.

3. A NOVA RASANTE

Na figura seguinte apresenta-se a nova rasante definida para a ponte do rio Tinhela, função dos resultados topográficos obtidos no final da construção:

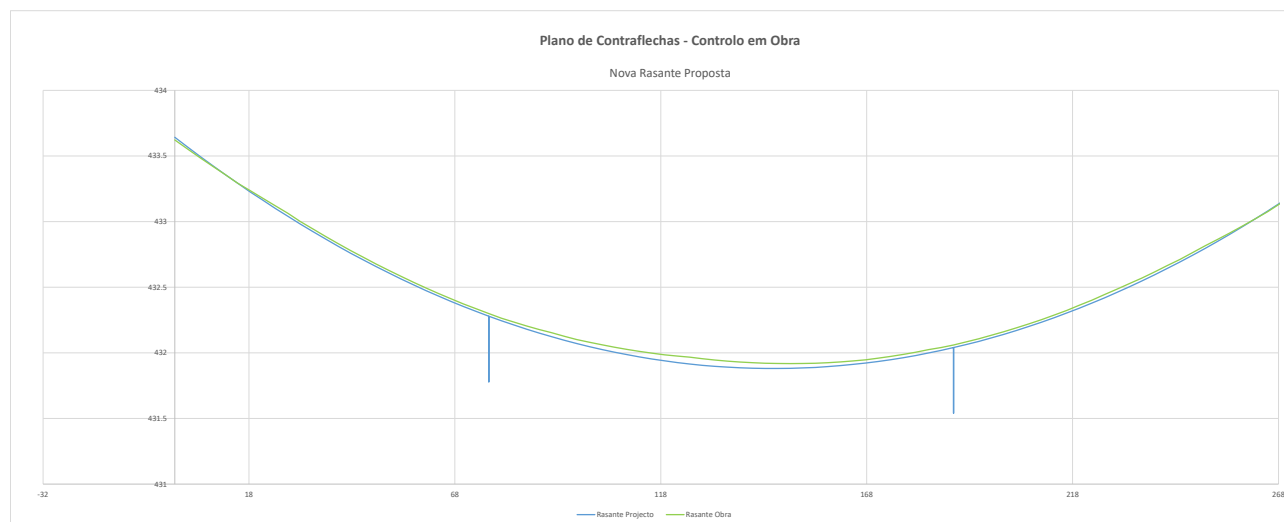


Figura 50: Definição da nova rasante a implementar em obra

Refere-se que, foi determinado novo raio para a curva circular côncava da rasante do perfil longitudinal da autoestrada minimizando os enchimentos sobre o tabuleiro. Na nova rasante o valor máximo de enchimento obtido foi de 52 mm e no sentido contrário a fresagem realizada sobre o tabuleiro teve um valor máximo de 20mm.

4. RESUMO E CONCLUSÕES

A presente dissertação foi elaborada com base na experiência profissional da autora, como engenheira e responsável de projeto na empresa LWC Consult S.A., tendo presente os inúmeros projetos de execução de pontes e estudos similares desenvolvidos, assim como, o acompanhamento das obras durante a construção ao nível de assistência técnica à empreitada que tem efetuado.

A presente dissertação, trata, o caso da construção de pontes pelo método dos avanços sucessivos, com a execução de aduelas betonadas “in situ”, e, pretendeu reunir todos os dados e resultados obtidos nas diversas fases de desenvolvimento do projeto, desde a sua conceção até à construção da ponte, para um caso específico da Ponte sobre o rio Tinhela.

Apresenta, ainda, uma breve introdução sobre os processos construtivos adotados na execução de tabuleiros de pontes, tratando mais particularmente o caso da construção de pontes por avanços sucessivos, efetuando uma breve nota história sobre este método construtivo.

Do presente caso de estudo, faz a referência ao projeto de execução da obra, designadamente no que se refere à obtenção do plano de contraflechas ou anti-deformada para a execução do tabuleiro, menciona ainda, o projeto de faseamento construtivo, com caracterização dos materiais de construção utilizados em obra, para a situação particular do betão do tabuleiro, do conhecimento dos equipamentos construtivos disponibilizados pelo empreiteiro e efetua a análise dos resultados obtidos nas diversas fases, estabelecendo a comparação entre os valores de projeto e os verificados durante a construção.

A Ponte do Tinhela encontra-se localizada junto à vila portuguesa de Murça pertencente ao Distrito de Vila Real, da Região Norte do país e à sub-região do Douro da antiga província de Trás-os-Montes e Alto Douro.

Trata-se de uma ponte em betão armado pré-esforçado contínua nos seus 268 m de extensão entre eixos de apoio nos encontros, sendo a repartição de vãos a seguinte:

$$76 \text{ m} - 116 \text{ m} - 76 \text{ m}$$

No seu ponto mais alto, o tabuleiro estabelece-se a 80 m acima do fundo do vale, pelo que na materialização do tabuleiro se optou por recorrer ao método construtivo por avanços sucessivos, com a execução de pares de aduelas em equilíbrio, a partir dos pilares centrais P1 e P2.

Para vencer o vão central de 116 m adotou-se, para o tabuleiro, uma secção em viga-caixão cuja altura varia parabolicamente entre 6.75 m sobre os pilares e 3.25 m na secção central do vão. A altura do tabuleiro, nos vãos laterais, igualmente com secção em viga-caixão, varia de forma idêntica à do vão central, prolongando-se até aos encontros com a altura constante de 3.25m.

Consideraram-se dois processos construtivos distintos para construção do tabuleiro da ponte:

- por equilíbrio de aduelas executadas “in situ” em consola, a partir dos pilares P1 e P2 para materializar o vão central de 116 metros e vãos laterais de 76m;
- e, a execução sobre cimbra apoiado no solo dos restantes 19.5m de tabuleiro até aos encontros, em cada uma das extremidades da ponte.

Cada fase construtiva de execução de um par de aduelas engloba as subfases de betonagem, aplicação do pré-esforço, contabilização das perdas instantâneas e diferidas do betão e pré-esforço, a movimentação do cimbra móvel, com mudança das condições de apoio ou aplicação de carregamentos. Assim na fase i + 1 temos:

- Avaliação do estado de tensão anterior com a conclusão da aduela i e aplicação do pré-esforço;
- Retirada do cimbra da extremidade da aduela i - 1 e avanço para a extremidade da aduela i;
- Betonagem da aduela i+1;

- Pré-esforço da aduela i+1;
- Efeitos Diferidos na fase i+1

Em fase de desenvolvimento do Projeto de Execução a construção processa-se de forma simétrica, com o avanço dos dois pares de cimbres móveis nos dois pilares centrais e em simultâneo, o que em fase de Projeto de Faseamento Construtivo não se veio a verificar, tendo a construção sido realizada com o auxílio de apenas um par de cimbres móveis.

Para a execução de um par de aduelas do tabuleiro foi considerado o ciclo correspondente a uma semana e instalado o pré-esforço ao fim das 72 horas após a realização da betonagem.

Na fase de Projeto de Execução a duração prevista para a execução do tabuleiro foi estimada em 158 dias de calendário, enquanto em Projeto de Faseamento Construtivo o valor adotado no programa de trabalhos da empreitada foi de 14 meses, ou seja 420 dias de calendário.

Os materiais adotados e previstos em fase de Projeto de Execução fora os seguintes:

- Betão:

- Encontros C30/37
- Pilares C40/50
- Tabuleiro C45/55

- Armaduras ordinárias:

- Para todos os elementos de betão A500 NR SD

- Armaduras de pré-esforço:

- Em cordão Y 1860 S7
- Em barra Y 1030H 32R

Para instalação do pré-esforço, considerou-se o puxe dos cabos de pré-esforço efetuado a 75% da tensão de rotura e utilizaram-se cordões de 15.2mm de diâmetro com uma área nominal de 140mm².

Na contabilização das perdas instantâneas do pré-esforço foram consideradas as perdas por atrito armaduras/bainha, as perdas relativas ao desvio angular parasita e as perdas por reentrada das cunhas.

Os efeitos diferidos considerados foram a retração e fluência do betão, bem como, a relaxação das armaduras e foram determinados segundo a formulação preconizada no EC2. Para o cálculo dos parâmetros de retração e fluência considerou-se uma humidade relativa do ambiente de 70% e uma temperatura ambiente de 20° C.

No que se refere à contabilização das ações devidas a equipamentos, cofragens e cembre móveis, os chamados carros de avanço, em fase de Projeto de Execução adotou-se o valor de Q =1500 kN, para cada um dos carros. Assumiu-se a utilização, em obra, de dois pares de cimbres móveis.

Na fase seguinte de elaboração do Projeto de Faseamento Construtivo, a quantificação do peso do cimbre para construção das diferentes aduelas diz respeito ao valor constante no Projeto de Cimbre e Cofragem elaborado pelo Adjudicatário da obra, de $Q = 530 \text{ kN}$, para cada um dos carros.

A construção processou-se de forma simétrica, com a utilização de apenas um par de cimbres móveis, tendo-se iniciado a construção em consola a partir do pilar P2, seguindo-se o fecho lateral junto a E2.

No que se refere à contabilização dos efeitos diferidos em Fase de Projeto de Faseamento Construtivo foi considerado no modelo de análise estrutural, um valor de temperatura média do ambiente de 15°C e uma humidade relativa de 70%.

Todas as verificações de segurança foram elaboradas na observância da legislação nacional em vigor, complementada com os eurocódigos nos casos de omissões:

Em Projeto de Execução e referidas as duas fases construtivas consideradas como sendo as mais importantes para a construção do tabuleiro da obra, a Fase STG11, resultante da instalação do pré-esforço na última aduela em consola, e, a Fase STG33 correspondente ao final da construção, após o fecho central e a instalação do pré-esforço inferior do vão central, donde se obtiveram os seguintes valores de flechas para anti-deformada construtiva:

Fase Construtiva STG11: $\Delta = 0.104 \text{ m}$;

Fase Construtiva STG33: $\Delta = 0.04 \text{ m}$.

Passando à fase seguinte de desenvolvimento, efetuou-se o estudo de caracterização das capacidades resistentes dos materiais utilizados em obra, designadamente, no que diz respeito ao betão utilizado na construção do tabuleiro, bem como, ao conhecimento sobre as características dos carros de avanço e do projeto de aplicação de pré-esforço.

Sobre materiais, refere-se para o betão previsto no tabuleiro C45/55 e tendo em conta o estudo de caracterização do betão desenvolvido, a partir da curva de endurecimento do betão e aos 28 dias após betonagem, em termos do valor da tensão característica de rotura do betão à compressão, este apresenta um valor cerca de 11% superior ao expectável, e, em termos do valor do módulo de elasticidade o valor obtido foi cerca de 20% inferior ao regulamentar.

Resumem-se de seguida os valores obtidos:

C45/55 – EC2: $f_{ck,28d} = 45 \text{ MPa}$; C45/55 – Obra: $f_{ck,28d} = 50 \text{ MPa}$;

C45/55 – EC2: $E_{c,28d} = 36 \text{ GPa}$; C45/55 – Obra: $E_{c,28d} = 28,5 \text{ MPa}$

Em Projeto de Faseamento Construtivo e para as duas fases construtivas consideradas como sendo as mais importantes para a construção, a Fase STG11 e a Fase STG33, os valores de contra-flechas obtidos foram os seguintes:

Fase Construtiva STG11: $\Delta = 0.105\text{m}$;

Fase Construtiva STG33: $\Delta = 0.075\text{m}$.

Neste momento estavam reunidas as condições para o arranque da construção do tabuleiro da obra, pelo que, em reunião inicial de arranque do plano de trabalhos foi apresentado o projeto de faseamento construtivo e entregues os mapas de contraflechas para a execução do tabuleiro.

Foram identificados os pontos de controlo topográfico pretendidos para o tabuleiro (alma norte, alma sul e centro) e transmitida a informação relativa à realização das leituras topográficas para cada uma das subfases, quando da execução de cada par de aduelas.

Por forma a minimizar a ocorrência de erros e a facilitar a execução dos trabalhos em obra, as anti-deformadas ou contraflechas foram fornecidas em coordenadas absolutas, planimétricas e altimétricas, de acordo com o sistema WGS84 datum.

Foi também apresentado o processo previsto de regulação e controlo da execução do tabuleiro, com contabilização dos valores correspondentes à contraflecha do próprio cimbra móvel, à neutralização da deformação causada pela temperatura ambiente e à eventual sobrecarga de estaleiro colocada sobre o tabuleiro, e, um valor de correção determinado em função das leituras obtidas na execução da aduela anterior.

Todas as semanas era efetuado o envio dos mapas em folha de cálculo para análise do projetista, que após revisão fazia o envio do novo mapa para obra, com os valores para o posicionamento do cimbra móvel para construção da aduela seguinte.

Considera-se que, o andamento dos trabalhos de construção aproximou-se bem dos valores pretendidos e que seriam expectáveis, para as contraflechas de execução do tabuleiro, sendo que as diferenças obtidas e registadas em obra não foram consideradas significativas nem importantes, ou que, eventualmente viessem a ter implicação e alteração nos procedimentos construtivos adoptados, concluindo-se, assim, pelo bom desempenho e desenrolar da obra.

Em fase de obra, os valores obtidos nas duas fases construtivas consideradas como sendo as mais importantes para a construção, a Fase STG11 e a Fase STG33, foram os seguintes:

Fase Construtiva STG11: $\Delta = 0.091\text{m}$;

Fase Construtiva STG33: $\Delta = 0.075\text{m}$.



Figura 51: Ponte sobre o rio Tinhela. Fase Construtiva

Verifica-se que, a deformação instalada no tabuleiro no final da construção que prevê a ocorrência dos efeitos diferidos do betão armado pré-esforçado até aos 10 000 dias foi de 0.075m, como previsto no projeto de Faseamento Construtivo.

5. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Apear da maior proliferação de normas, regulamentos e documentos de orientação, o êxito e qualidade de projetos de execução e a construção das obras propriamente ditas continuam a estar muito associado ao “know how” dos técnicos envolvidos e à experiência acumulada em intervenções anteriores. Neste sentido, continua a ser fundamental a elaboração de documentação técnica específica que reflita sobre os problemas, causas e soluções associadas a processos construtivos específicos e complexos.

Considera-se, ainda, com interesse a elaboração de manuais de boas práticas e/ou de procedimentos, no que respeita às metodologias de execução dos trabalhos de construção, que envolvem este tipo de processos construtivos, de modo a prevenir a ocorrência de situações eventualmente mais penalizantes durante a construção da obra.

Também, o desenvolvimento de ferramentas de trabalho que promovam a regulação e controlo em obra, minimizando e prevenindo a ocorrência de erros, e, que possam vir a ser utilizadas por todos os intervenientes das equipas envolvidas no processo construtivo por avanços sucessivos poderão, ainda, ser desenvolvidas no futuro.



Figura 52: Ponte sobre o rio Tinhela

Referências Bibliográficas

- Afonso, B.C.D.M. (2008) - Equipamentos Móveis para Execução de Pontes. Dissertação de Mestrado, IST, UTL.
- Bentley RM Bridge(TDV) V8i (2009). Bentley Systems.
- Betão LIZ (2010) - Estudo de Betão. Composições para Vila Real com Adjuvantes da GRACE. Laboratório Central.
- Bowmaker, G., Van Der Wal, G. (2006) - Design and Construction of Segmental Box Girder Bridges for The Westlink M7 Motorway. Solutions for the Construction of Precast Segmental Bridges – Review of Sydney’s M7 Project and other Regional Applications.
- CAST (2004) – Computer Aided Strut-and-Tie. v.09.11. University of Illinois at Urbana Champaign.
- CEB-FIP Model Code 1990 - Thomas Telford (1991).
- EN 1992-2 (2005) – Eurocódigo 2: Concrete Bridges – Design and Detailing Rules, CEN.
- Auto-Estradas XXI (2007) - Especificações para o Projeto de Obras de Arte da Subconcessão da Auto-Estrada Transmontana.
- Ferraz, M. (2001) - Um Modelo de Análise para o Estudo de Pontes como Estruturas Evolutivas. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- José Diogo Honório (2007) - Conceptual Design of Long-Span Cantilever Constructed Concrete Bridges, Master Thesis, Royal Institute of Technology in Stockholm.
- Mathivat, J. (1980) - Construcción de Puentes de Hormigon Pretensado por Voladizos Sucesivos. Editores Tecnicos Asociados, S.A., Barcelona.
- NP EN206-1 (2007) - Betão. Parte 1: Desempenho, especificação, produção e conformidade, IPQ.
- NP EN 1990 (2009) - Eurocódigo 0 – Bases para o Projeto de Estruturas, IPQ.
- NP EN 1991 (2009) - Eurocódigo 1 – Ações em Estruturas, IPQ.
- NP EN 1992-1-1 (2010) - Eurocódigo 2 - Projeto de Estruturas de Betão - Parte 1.1: Regras Gerais e Regras para Edifícios, IPQ.
- NP EN 1997-1 (2010) - Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico – Parte 1: Regras gerais, IPQ.
- NP EN 1998-1 (2010) - Eurocódigo 8: Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Parte 1: Regras Gerais, Ações Sísmicas e Regras para Edifícios, IPQ.

EN 1998-2 (2005) - Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 2: Bridges, IPQ.

NP EN 1998-5 (2010) - Eurocódigo 8: Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Parte 5: Fundações, Estruturas de Suporte e Aspectos Geotécnicos, IPQ.

NP ENV13670-1 (2007) - Execução de Estruturas em Betão – Parte 1 – Regras Gerais, IPQ.

Octávio M. L. P. Martins (2009) - Modelo Virtual de Simulação Visual da Construção de Pontes Executadas por Lançamento Incremental, IST, UTL.

Pedro M. R. de Sousa (2013) - Controlo geométrico de Tabuleiros de Pontes Construídas Tramo a Tramo com Aduelas (médio e grande vão), Dissertação de Mestrado, FEUP.

Podolny, W. Jr., Muller, J.M. (1982) - Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges. John Wiley & Sons.

REBAP (1983) – “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado”, Dec-Lei n.º 349-C/83 de 30 de Julho, Portugal.

Reis, A. (1992) - Pontes e estruturas especiais. In Apontamentos de apoio às aulas da disciplina de Ponte e Estruturas Especiais do Curso de Engenharia Civil, IST, UTL.

Reis, A.J., Oliveira, P.J.J., (2004) - The Europe Bridge in Portugal: Concept and structural design. Journal of Constructional Steel Research 60.

Rodrigues, J. A. (1996) - Pontes com Aduelas Pré-fabricadas. Dissertação de Mestrado, IST, UTL.

Virlogeux, M. (1993) - Comparison between Cast-in-Situ and Precast Segmental Construction,

RSA (1983) – Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes, Dec-Lei n.º 235/83 de 31 de Maio, Portugal.

SENER / LCW (2010) - Subconcessão Autoestrada Transmontana. A4/IP4 – Vila Real (Parada de Cunhos) / Quintanilha. Lote 3. Obras de arte especiais. Ponte sobre o rio Tinha. Projeto de Execução.

SENER / LCW (2011) - Subconcessão Autoestrada Transmontana. A4/IP4 – Vila Real (Parada de Cunhos) / Quintanilha. Lote 3. Obras de arte especiais. Ponte sobre o rio Tinha. Projeto de Faseamento Construtivo.

SOARES da COSTA (2011) - Ponte sobre o rio Tinha. A4/IP4 – Vila Real (Parada de Cunhos) / Quintanilha (Lote 3). Subconcessão Autoestrada Transmontana. Construção do Tabuleiro por Avanços Sucessivos. Adaptação do Carro de Avanços de 350TON (Sado / Arade). Cimbra e Cofragem.

Tiago Rodrigues (2013) - Reabilitação e reforço de Obras de Arte, Dissertação de Mestrado, FCT, UNL.

Tiago J. S. Tarrataca (2009) - Construção de Pontes com Aduelas Pré-fabricadas, Dissertação de Mestrado, FEUP.

Veletzos, Marc John (2007) – The Seismic Response of Precast Segmental Bridge Superstructures with Bonded Tendon.

VSL Sistemas Portugal (2010) - Subconcessão Transmontana. A4/IP4 – Vila Real (Parada de Cunhos) / Quintanilha (lote 3). Ponte sobre o rio Tinhela. Pré-esforço no Tabuleiro.